

Sanna Matinlauri  
Jonna Rossi  
Antti Kalliainen  
Pauli Kolisoja

## Vaihtoehtoisia maarakennusmateriaaleja sisältävien tie- ja katurakenteiden vaurioituminen





Sanna Matinlauri, Jonna Rossi,  
Antti Kalliainen, Pauli Kolisoja

# Vaihtoehtoisia maarakennus- materiaaleja sisältävien tie-ja katurakenteiden vaurioituminen

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 52/2016

*Kannen kuva: Pekka Vallius*

Verkkojulkaisu pdf ([www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi))

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-317-340-8

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 0295 34 3000

**Sanna Matinlauri, Jonna Rossi, Antti Kalliainen ja Pauli Kolisoja: Vaihtoehtoisia maarakennusmateriaaleja sisältävien tie- ja katurakenteiden vaurioituminen.** Liikennevirasto, tekniikka ja ympäristö -osasto. Helsinki 2016. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 52/2016. 172 sivua. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-340-8.

**Avainsanat:** betonimurske, asfalttimurske, lentotuhka, rengasrouhe, rengaspaali, jätteenpolton kuona, terästeollisuuden sivutuotteet, vaurioituminen, pitkäaikaistoimivuus

## Tiivistelmä

Vaihtoehtoisen maarakennusmateriaalit eli uusiomateriaalit poikkeavat ominaisuuksiltaan merkittävästi tavanomaisista maarakennusmateriaaleista. Monien uusiomateriaalien ominaisuuksista ja pitkäaikaiskäytännästä tie- ja katurakenteissa ei ole vielä saatu riittävästi tietoa, jotta niiden sujuva käyttö olisi mahdollista. Tähän tutkimukseen sisältyneen kirjallisuuskatsauksen tarkoituksena oli selvittää maailmalla kokeiltujen vaihtoehtoisia maarakennusmateriaaleja sisältävien tie- ja katurakenteiden, nk. UUMA-rakenteiden, käytöstä saatuja kokemuksia ja tyypillisiä vaurioitumistapoja sekä kartoittaa, millaisia mallinnustapoja niiden mekaanisen käyttäytymisen mallintamiseen on käytetty ja millaisia kokemuksia mallintamisesta on saatu. Tutkimusaineistona hyödynnettiin pääasiassa Pohjoismaissa, Keski-Euroopassa ja Pohjois-Amerikassa toteutettuja tutkimuksia.

Tutkimusraportin alussa esitellään yleisellä tasolla uusiomateriaalien ominaisuuksia, jotka vaikuttavat niiden soveltuvuuteen tie- ja katurakenteissa. Lisäksi esitellään tie- ja katurakenteiden toimintaan ja vaurioitumiseen vaikuttavia tekijöitä. Tutkimuksen päätarkoituksena oli selvittää eri uusiomateriaalien tyypillisiä käyttötapoja tie- ja katurakenteissa sekä materiaalien käyttäytymistä rakentamisen aikana ja sen jälkeen. Rakenteiden pitkäaikaiskäyttämistä ja mahdolliseen vaurioitumiseen johtaneita syitä on arvioitu saatavilla olevan tutkimusmateriaalin perusteella. Tutkimuksen aikana tarkasteltaviksi vaihtoehtoisiksi maarakennusmateriaaleiksi valikoituivat betonimurske, asfalttimurske, kivihiilen- sekä puun-, turpeen- ja seospolton lentotuhka, jätteenpolton kuona, rengasrouheet ja -paalit sekä terästeollisuuden sivutuotteet. Erityisesti huomiota kiinnitettiin sitoutuviin ja sidottuihin käytettäviin uusiomateriaaleihin, koska näitä koskien on olemassa olevassa tietämyksessä suurimmat aukot.

Betonimurskeen käytöstä maarakentamisessa on pitkäaikaiset ja hyvät kokemukset Suomessa ja myös muualla Euroopassa. Asfalttimurskerakenteissa onnistunut tiivistäminen on rakenteen toiminnan kannalta merkittävää. Lentotuhka ovat yksi potentiaalinen materiaalivaihtoehto teiden ja katujen päällysrakenteissa ja sillä on parannettu myös vähäliikenteisten teiden kantavuutta. Lentotuhka on kuitenkin herkkä kosteudelle, mikä on huomioitava suunnittelussa ja rakentamisessa. Jätteenpolton kuonaa käsittelevät tutkimukset painottuvat sen ympäristövaiikutuksiin, mutta siitä tehdyt rakenteet ovat kuitenkin toimineet hyvin. Rengasrouheiden ja paalien käytöstä kevennysmateriaaleina on saatu hyviä kokemuksia vähäliikenteisillä teillä. Suuri kokoonpuristuvuus voi kuitenkin tuottaa ongelmia. Rengasrouheen lämmöneristekäyttöä saadut kokemukset ovat vaihtelevia.

Tutkimuksen yhteydessä löydettiin joitakin esimerkkejä yksittäisten koerakenteiden ja joidenkin vaihtoehtoisia maarakennusmateriaaleja sisältävien rakennetyyppien mekaanisen toiminnan mallintamiseen käytetyistä laskennallisista lähestymistavoista. Sellaisenaan ne eivät kuitenkaan ole siirrettävissä Suomessa käytettyjen UUMA-rakenteiden analysointityökaluiksi. Yksi askel sellaisten kehittämiseen suuntaan otettiin tämän tutkimuksen yhteydessä, kun muutamalle esimerkkirakenteelle tehtiin vertailevia laskentatarkastelua perinteistä kantavuusmitoitusta, lineaarielastista kantavuusmitoitusta ja kolmiulotteista elementtimallinnusta käyttäen. Keskeinen havainto näistä tarkasteluista oli se, että UUMA-rakenteiden mekaaninen toiminta voi tietyiltä osin olla huomattavasti totutuista rakenneratkaisuista poikkeavaa ja siksi erityisesti niille soveltuvan kuormituskestävyyden mitoitustavan kehittämiseksi olisi ilmeinen tarve.

**Sanna Matinlauri, Jonna Rossi, Antti Kalliainen och Pauli Kolisoja: Skador på väg- och gatukonstruktioner bestående av alternativa vägbyggnadsmaterial.** Trafikverket, teknik och miljö. Helsingfors 2016. Trafikverkets undersökningar och utredningar 52/2016. 172 sidor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-340-8.

## Sammanfattning

Egenskaperna hos alternativa vägbyggnadsmaterial, det vill säga återvunna material avviker på ett betydande sätt från sedvanliga vägbyggnadsmaterial. I fråga om egenskaperna hos många återvunna material och långvarigt bruk av dem i väg- och gatukonstruktioner saknas tills vidare tillräcklig information för att de ska kunna användas på ett smidigt sätt. Syftet med den litteraturöversikt som ingick i den här undersökningen var att utreda de erfarenheter som man fått och de typiska skadesätt som iakttagits vid användning av väg- och gatukonstruktioner bestående av alternativa vägbyggnadsmaterial, s.k. UUMA-konstruktioner, som provats runt om i världen, samt kartlägga, hurdana modelleringsätt som använts för modellering av deras mekaniska beteende och vilka erfarenheter som modelleringen gett. Som undersökningsmaterial utnyttjades huvudsakligen undersökningar som gjorts i Norden, Mellaneuropa och Nordamerika.

I början av undersökningsrapporten presenteras egenskaperna hos återvunna material på en allmän nivå, och hur egenskaperna inverkar på materialens lämplighet i väg- och gatukonstruktioner. Dessutom presenteras faktorer som inverkar på funktionen hos och skador på väg- och gatukonstruktioner. Huvudmålet för undersökningen var att utreda typiska användningssätt för olika återvunna material i väg- och gatukonstruktioner samt hur materialen beter sig under och efter byggandet. Hur konstruktionerna har betett sig under en längre tid och orsakerna till eventuella skador har bedömts utifrån det undersökningsmaterial som funnits att tillgå. Som alternativa vägbyggnadsmaterial för undersökningen valdes betongkross, asfaltkross, flygaska från stenkol och trä-, torv- och blandbränning, slagg från avfallsförbränning, krossade bildäck och bildäcksbalar samt biprodukter från stålindustrin. Särskild uppmärksamhet fästes vid återvunna material som binds samman och återvunna material som används i bunden form, eftersom kunnande saknas i synnerhet i fråga om dessa.

Erfarenheterna av användningen av betongkross vid vägbygge är långvariga och goda i Finland och även i andra delar av Europa. I konstruktioner bestående av asfaltkross är det viktigt med en lyckad packning för att konstruktionerna ska fungera. Flygaska är ett potentiellt materialalternativ i överbyggnaden på vägar och gator och det har också använts för att förbättra lågtrafikerade vägars bärkraft. Flygaska är emellertid känsligt för fukt, vilket bör beaktas vid planering och byggande. I undersökningar av slagg från avfallsförbränning ligger tyngdpunkten på miljöverkningsarna, men konstruktioner byggda av detta material har emellertid fungerat bra. Användningen av krossade bildäck och bildäcksbalar som fyllnadsmaterial har gett goda erfarenheter på lågtrafikerade vägar. Den stora kompressibiliteten kan emellertid förorsaka problem. De erfarenheter som man fått av användningen av krossade bildäck som värmeisolering har varierat.

I samband med undersökningen fann man några exempel på kalkylmässiga tillvägagångssätt som använts för modellering av den mekaniska funktionen hos enskilda provkonstruktioner och vissa konstruktionstyper som innehåller alternativa vägbyggnadsmaterial. De kan emellertid inte i oförändrad form tas i bruk som verktyg för analys av de UUMA-konstruktioner som används i Finland. Ett steg i riktningen mot att utveckla sådana togs i samband med denna undersökning, när man i fråga om några exempelkonstruktioner gjorde jämförande kalkylgranskningar med hjälp av traditionell bärighetsdimensionering, lineärelastisk bärighetsdimensionering och tredimensioniell elementmodellering. Den viktigaste observationen från dessa undersökningar var att den mekaniska funktionen hos UUMA-konstruktioner till vissa delar kan avvika från de sedvanliga konstruktionslösningarna på ett betydande sätt. Det verkar därför finnas ett uppenbart behov av att utveckla ett dimensioneringsförfarande för en belastningshållbarhet som lämpar sig i synnerhet för dessa.



**Sanna Matinlauri, Jonna Rossi, Antti Kalliainen and Pauli Kolisoja: Deterioration of road and street structures containing alternative construction materials.** Finnish Transport Agency, Technology and Environment. Helsinki 2016. Research reports of the Finnish Transport Agency 52/2016. 172 pages. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-340-8.

## Summary

The properties of alternative earth construction materials differ significantly from conventional construction materials. There is not yet sufficient information about properties and long-term performance of many of the alternative materials so as to enable their smooth utilization. The aim of the literature review included in this study was to investigate the experiences obtained from typical deterioration mechanisms of road and street structures containing alternative earth construction materials and to search for approaches that have been used in mechanical modelling of them. The research material used originates mainly from the Nordic countries, Central Europe and North America.

The first part of this report presents on a general level materials properties that affect suitability of alternative construction materials in road and street structures. In addition, factors affecting functionality and deterioration of road structures are presented. The main purpose of the study was to find out typical ways of utilizing various alternative construction materials in road and street structures, as well as the performance of these materials during construction and thereafter. Long-term performance and causes of damages have been assessed based on the available literature. The research was focused on crushed concrete, reclaimed asphalt concrete, fly ash, municipal solid waste incineration (MSWI) bottom ash, tire shreds, tire bales and by-products from steel manufacturing. A particular attention was given to materials that are self-binding or that are used together with a binding agent.

On the use of crushed concrete as an earth construction material there are long-term positive experiences both from Finland and from other parts of Europe. In structures containing recycled asphalt concrete successful compaction is a significant factor. Fly ash is also a potential material for road and street structures and it has been successfully used in improving the bearing capacity of low volume roads. Fly ash is sensitive to moisture, which must be taken into account in the design and during construction. Most of (MSWI) bottom ash studies focus on its environmental impact. However, structures made of it have mostly been performing well. The use of tire shreds and bales as a lightweight material in low-volume roads has been tried with good results. Large compressibility of these materials can, however, cause problems. Experiences on their use as an insulation material vary.

In connection with this study some examples of approaches used for mechanical modelling of test structures containing alternative construction materials were found. As such they can not, however, be transferred as analysis tools for the types of structures containing alternative materials in Finland. One small step towards developing of such a tool was taken in connection with this research when the mechanical behavior of some example structures was analyzed using the traditional Oedemark's bearing capacity calculation method, multi-layer linear elastic analysis and 3D Finite Element Modelling. A fundamental observation from these analyses was that the mechanical behavior of structures containing alternative construction materials can be markedly different from the traditional type of structures. Consequently, there is an obvious need for development of a load carrying capacity design approach tailored for this type of structures.

## Esipuhe

Tässä tutkimusraportissa kuvattu työ on osa laajempaa tutkimuskokonaisuutta, jonka lopputavoitteena on vaihtoehtoisia maarakennusmateriaaleja, UUMA-materiaaleja, hyödyntäville tie- ja katurakenteille soveltuvan kuormituskestävyyden mitoitusmenettelyn kehittäminen. Raportti perustuu pääosiltaan Tampereen teknillisessä yliopistossa hyväksyttyyn Sanna Matinlaurin diplomityöopinnäytteeseen, jossa on laajennettu aiempaa UUMA-materiaalien ja -rakenteiden mekaaniseen käyttäytymiseen liittyntä Elina Lätin diplomityönä raportoitua kirjallisuustutkimusta.

UUMA-rakenteiden mekaanisen toiminnan laskennallista mallintamista koskevilta osin tutkimukseen ovat osallistuneet myös dipl.ins. Jonna Rossi ja dipl.ins. Antti Kalliainen TTY:n Maa- ja pohjarakenteiden yksiköstä. Tutkimusta on TTY:llä ohjannut professori Pauli Kolisoja ja Liikenneviraston puolesta tutkimuksen valvojana on toiminut dipl.ins. Laura Pennanen. Raporttiluonnosta ovat kommentoineet myös useat UUMA2-hankkeen Tekninen kelpoisuus ja ohjeet -ryhmän jäsenet. Lämmin kiitos kaikille raporttiluonnoksesta kommentteja antaneille.

Helsingissä joulukuussa 2016

Liikennevirasto  
Tekniikka ja ympäristö -osasto



# Sisällysluettelo

MERKINNÄT .....	9
TERMIEN JA LYHENTEIDEN MÄÄRITELMÄT .....	11
1 JOHDANTO .....	13
2 TEIDEN JA KATUJEN RAKENNERATKAISUT .....	15
2.1 Tien- ja kadun rakennetyypit.....	15
2.1.1 Joustava päällysrakenne.....	15
2.1.2 Puolijäykkä ja jäykkä päällysrakenne .....	17
2.1.3 Sora- ja kiveyspäällysteiset rakenteet .....	18
2.1.4 Erikoisrakenteet .....	19
2.2 Tavanomaisten maa-ainesten mekaaniset ominaisuudet .....	20
2.2.1 Maamateriaalien muodonmuutuskäyttäytyminen .....	20
2.2.2 Maamateriaalien jäykkyyttä kuvaavat suureet .....	21
2.2.3 Maamateriaalien lujuutta kuvaavat suureet.....	24
2.3 Vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien soveltuvuus tie- ja katurakenteeseen .....	27
2.3.1 Betonimurske.....	28
2.3.2 Asfalttimurske ja -rouhe .....	29
2.3.3 Tiilimurske.....	30
2.3.4 Lentotuhka.....	30
2.3.5 Pohjatuhka ja leijupetihiekka.....	33
2.3.6 Jätteenpolton kuona .....	34
2.3.7 Rengasmateriaalit.....	35
2.3.8 Terästeollisuuden sivutuotteet.....	36
2.3.9 Vaahtolasi.....	38
3 TIE- JA KATURAKENTEIDEN TOIMINTA.....	39
3.1 Tie- ja katurakenteiden kuormitukset .....	39
3.1.1 Liikennekuormitus .....	39
3.1.2 Ympäristökuormitus .....	41
3.2 Tie- ja katurakenteen mitoitus.....	43
3.2.1 Mitoitusperiaate .....	43
3.2.2 Kuormituskestävyys .....	45
3.2.3 Routakestävyys.....	49
3.2.4 Alus- ja päällysrakenteen yhteistoiminta.....	54
4 TIE- JA KATURAKENTEIDEN VAURIOITUMINEN.....	57
4.1 Yleistä .....	57
4.2 Halkeamat .....	58
4.3 Epätasaisuus .....	60
4.3.1 Urautuminen .....	60
4.3.2 Pituussuuntainen epätasaisuus .....	63
4.4 Hajoamisvauriot.....	64

5	KOKEMUKSIA UUSIOMAARAKENTEISTA JA NIIDEN VAURIOITUMISESTA .	65
5.1	Joustava päällysrakenne .....	65
5.1.1	Betonimurskerakenteet .....	65
5.1.2	Asfalttimurske- ja asfalttirouherakenteet.....	76
5.1.3	Jätteenpolton kuonarakenteet .....	81
5.1.4	Rengasrakenteet.....	91
5.2	Puolijäykkä päällysrakenne .....	100
5.2.1	Lentotuhkarakenteet.....	100
5.2.2	Terästeollisuuden sivutuotteita sisältävät rakenteet .....	120
5.3	Sorapäällysteiset rakenteet.....	124
5.3.1	Sorapäällysteiset lentotuhkarakenteet .....	124
5.3.2	Rengasrakenteet sorapäällysteisillä teillä.....	131
6	KOKEMUKSIA UUSIOMAARAKENTEIDEN MALLINTAMISESTA .....	136
6.1	Joustava päällysrakenne .....	136
6.1.1	Rengasrakenteet.....	136
6.2	Puolijäykkä päällysrakenne .....	143
6.2.1	Lentotuhkarakenteet.....	143
7	ESIMERKKIRAKENTEIDEN LASKENNALLINEN TARKASTELU .....	147
7.1	Laskennallisten tarkastelujen tavoite .....	147
7.2	Tarkastellut esimerkkirakenteet .....	147
7.3	Laskennassa käytetyt menetelmät ja materiaaliparametrit .....	148
7.4	Laskentatulokset.....	151
7.4.1	Kantavuusarvot .....	151
7.4.2	Esimerkkirakenteissa vallitsevat jännitykset .....	152
7.5	Päätelmät esimerkkirakenteille tehdystä laskennallisesta tarkastelusta.....	157
8	PÄÄTELMÄT .....	158
	LÄHTEET .....	161

## Merkinnät

$A$	kuormitettavan kappaleen poikkileikkauspinta-ala
$a$	levykuormituslaitteen kuormituspinnan säde, 0,15m
$a_i$	materiaalin vastaavuus eristävyiden kannalta
$a_{rva}$	routivan materiaalin vastaavuus eristävyiden kannalta
$b$	kuormitettavan kappaleen poikkileikkauksen leveys
$C_1$	sulan maan tilavuuslämpökapasiteetti, Wh/m <sup>3</sup> K
$C_2$	jäätyneen maan tilavuuslämpökapasiteetti, Wh/m <sup>3</sup> K
$c$	koheesio
$c'$	tehokas koheesio
$d$	kuormitettavan kappaleen halkaisija
$d_k$	jäätyneiden kerrosten vahvuudet eli rakenteiden paksuus
$d_n$	roudan syvyys alusrakenteessa
$E$	kimmomoduuli
$E_A$	mitoitettavan kerroksen alta saavutettava kantavuus
$E_p$	mitoitettavan kerroksen päältä saavutettava kantavuus
$F$	voima
$F$	pakkasmäärä, Kh
$F_{max}$	kappaleeseen vaikuttava maksimivoima, kappaleeseen vaikuttava voima murtumishetkellä
$F_{mit}$	mitoituspakkasmäärä
$F_{red}$	redusoitu pakkasmäärä
$G$	leikkausmoduuli
$H$	vaakasuuntainen leikkaava voima
$h$	kerroksen paksuus
$h$	kuormitettavan kappaleen poikkileikkauksen korkeus
$\Delta h$	routanousu
$i$	veden jäätymislämpö, W/kg
$K$	tilavuusmoduuli
$KA_{YHD}$	ajoneuvoyhdistelmien määrä vuorokaudessa
$k$	routaantumiskerroin
$L$	leveyskerroin
$l$	kuormitettavan kappaleen pituus
$M_r$	resilient-moduuli eli jäykkyysmoduuli
$q_n$	lämpökapasiteetti
$q_u$	yksiaksiaalinen puristuslujuus
$R_i$	routimattoman kerroksen paksuus
$RN_{lask}$	laskennallinen routanousu
$RN_{sall}$	suurin sallittu routanousu
$R_{rva}$	routivan kerroksen paksuus
$S$	mitoitusroudansyvyys
$S$	kerroin 0,7...1, roudan syvyyden laskentakaavassa
$SP$	routimiskerroin (segregaatiopotentiaali), mm <sup>2</sup> /Kh
$T_s$	maan lämpötila jäätymisprosessin aikana, C°
$T_t$	maanpinnan lämpötila jäätymisprosessin aikana, C°
$t$	alusrakenteen routaturpoama
$t$	pakkasaika, h
$t_{rva}$	routivan kerrosmateriaalin routaturpoama
$W$	kosteuspitoisuus paino-osina
$w$	routineen kerroksen vesipitoisuus sulassa tilassa, %

$w_v$	routineen kerroksen tilavuusvesipitoisuus, %
$\Delta z$	routineen maakerroksen paksuus
$\gamma$	kuivatilavuuspaino
$\varepsilon$	muodonmuutos
$\varepsilon_f$	routanoususuhde
$\varepsilon_1$	akσιαallinen muodonmuutos
$\lambda$	Lamén vakio
$\lambda$	lämmönjohtavuus, W/Km
$\nu$	Poissonin luku
$\xi$	roudan syvyys, m
$\rho_d$	routineen kerroksen kuivatiheys sulassa tilassa, t/m <sup>3</sup>
$\sigma$	jännitys
$\sigma'$	leikkauspinnassa vaikuttava tehokas normaalijännitys
$\sigma_d$	deviatorinen jännitys
$\sigma_N$	pystysuuntainen normaalijännitys
$\sigma_T$	vetojännitys
$\tau_f$	leikkauslujuus
$\varphi$	kitkakulma
$\varphi'$	tehokas kitkakulma

## Termien ja lyhenteiden määritelmät

AB	asfalttibetoni
ABK	kantavan kerroksen asfalttibetoni
ABS	sidotun kerroksen asfalttibetoni
ACAA	American Coal Ash Association
ACBFS	engl. Air-Cooled Blast-Furnace Slag, ilmajäähdytetty masuunikuona
ADR	engl. Advanced Dry Recovery
AG	ruots. Asfaltbundet grus, kantavan kerroksen asfalttibetoni
APAS	analyttinen päällysrakenteen mitoitusohjelma
BeM	betonimurske
BST	bitumistabilointikerros
CBR	engl. California Bearing Ratio, kantavuusluku
CC	engl. Crushed Concrete, betonimurske
CCA	engl. Crushed Concrete Aggregate, betonimurske
CHCFA	engl. Cementitious High Carbon Fly Ash, korkeahiilinen lujittuva lentotuhka
DCP	engl. Dynamic Cone Penetrometer, kevyt pudotuspainolaite
DPI-arvo	kärjen tunkeuma, DCP-laitteella mitattu arvo
FEM	engl. Finite Element Method, elementtimenetelmä
FWD	engl. Falling Weight Deflectometer, pudotuspainolaite
HMA	engl. Hot Mix Asphalt, kuumana sekoitettu, levitetty ja tiivistetty asfalttibetonipäällyste.
HVS-laite	engl. Heavy Vehicle Simulator
IRI	engl. International Roughness Index, [mm/m], tien pituussuuntaista tasaisuutta kuvaava arvo
KapKu	kappalekuona
KKL	kuormituskertaluku
KOST	komposiittistabilointi
KVL	keskimääräinen vuorokausiliikenne
LT	lentotuhka
LWD	engl. Light Weight Deflectometer, kevyt pudotuspainolaite
MaHk	masuunihiekka
MakuM	masuunikuonamurske
MARA	Valtioneuvoston asetus eräiden jätteiden hyödyntämisestä maarakentamisessa (591/2006, muutokset 403/2009)
Merit	ilmajäähdytetystä masuunikuonasta valmistettu tuote, jota käytetään yleisesti Ruotsissa.
MHST	masuunihiekkastabilointi
MSWI-BA	engl. Municipal Solid Waste Incinerator Bottom Ash, yhdyskuntajätteenpolton kuona
PAB	pehmeä asfalttibetoni
PPL	pudotuspainolaite
PRIMAL	ruotsalainen profilografi
PT	pohjatuhka
RAP	engl. Reclaimed Asphalt Pavement, kierrätetty asfalttipäällyste
RCA	engl. Recycled Concrete Aggregate, betonimurske
RPT	rikinpoistolopputuote
SMA	engl. Stone Mastics Asphalt, kivimastikiasfaltti
SSG	engl. Soil Stiffness Gauge
SST	sementtistabilointi

TDA	engl. Tire Derived Aggregate, maarakentamisessa käytettävät rengasrouheet
UUMA	infrarakentamisen uusi materiaalitekнологia
VaM	vaahtolasimurske
VS	vauriosumma, ilmoittaa vaurioiden pinta-alan (m <sup>2</sup> ) 100 metrin matkalla
VTI	ruots. Statens väg- och transportforskningsinstitut, Ruotsin tie- ja liikennetutkimuslaitos
YSe	yleissementti

# 1 Johdanto

Kiviaineksia käytettiin tilastokeskuksen mukaan Suomessa vuonna 2014 noin 80 miljoonaa tonnia (Tilastokeskus 2014). Kiviaineksesta noin viidennes saadaan rakentamisalueelta ja loput kuljetetaan maa-aineksen ottoapaikoilta (Lonka et al. 2015). Kiviaineksen käytöstä lähes 50 % liittyy väylärakentamiseen. Käyttökelpoisen, laadukkaan luonnonkiviaineksen saatavuus monilla alueilla on heikentynyt ja johtanut siten kustannusten nousuun. Samaan aikaan kiinnostus vaihtoehtoisten rakennusmateriaalien ns. uusiomateriaalien käytölle tie- ja muissa infrarakenteissa on kasvanut. Toisaalta tiukentunut jätelainsäädäntö ja teollisuuden sivutuotteille säädetty jätevero ovat lisänneet painetta lisätä jätteiksi luokiteltavien vaihtoehtoisten materiaalien hyötykäyttöä.

Perinteisten materiaalien väheneminen ja siten paineet uusien materiaalien ja rakennuskorjausten käyttöön ovat johtaneet tarpeeseen kehittää myös uusia laskennallisia menettelyjä liikenteen kuormittamien tie- ja katurakenteen mitoittamiseen. Perinteiset empiiriset kuormituskestävyysmitoitusmenetelmät eivät sovellu sellaisenaan kaikkien vaihtoehtoisten maarakennusmateriaaleja sisältävien tie- ja katurakenteiden, niin sanottujen UUMA-rakenteiden, mitoittamiseen. Monien uusiomateriaalien ominaisuuksista ja pitkäaikaiskäytöstä erilaisissa tie-, katu- ja kenttärakenteissa ei ole vielä saatu riittävästi tietoa, jotta niiden laajamittainen käyttö olisi mahdollista. Tämä asettaa omat haasteensa uusiomaarakenteiden mitoitukselle.

Tämä tutkimus on osa UUMA-rakenteiden kuormituskestävyysmitoituksen kehittämistutkimusta. Tutkimuksen lopputavoitteena on uusiomateriaaleja hyödyntäville rakenteille sovellettavien kuormituskestävyyden mitoitustietojen kehittäminen. Keskeisenä osana tätä tavoitteena on kehittää UUMA-rakenteiden käyttöä määrävistä vauriomekanismeista liikkeelle lähtevää, kehittyneeseen 3D FEM -mallinnukseen pohjautuvaa analysointisystematiikkaa rakenteiden kuormituskestävyyden arviointiin. Toisaalta tavoitteena on rakenteiden toiminnan mekanistiseen analysointiin tukeutuen ohjeistaa sekä perinteisen kantavuusmitoitukseen, että lineaarisen kerrosrakennemallinnukseen perustuvan kuormituskestävyysmitoitustietojen soveltamista tärkeimmiksi arvioituille UUMA-rakenteille niin että myös näiden avulla tehtävä kuormituskestävyysmitoitus tuottaa teoreettisesti edistyneempiä menetelmiä vastaavan tuloksen. UUMA-rakenteiden kuormituskestävyysmitoituksen kehittäminen on osa UUMA2-ohjelmaa. Ohjelman tavoitteena on edistää uusiomateriaalien käyttöä maarakentamisessa ja vähentää siten neitseellisten luonnonvarojen käyttöä ja maarakentamisen ympäristövaikutuksia.

Pääosan tässä tutkimusraportissa esiteltävästä tutkimuksesta muodostaa Sanna Matinlaurin diplomityöopinäyte (Matinlauri 2016), jossa laajennetaan uusiomateriaalien ja uusiomaarakenteiden mekaaniseen käyttäytymiseen liittyvää kirjallisuustutkimusta (Lätti 2016). Tältä osin työn ensisijaisena tavoitteena on ollut kerätä muualla tehdyistä tutkimuksista ja koerakenteista hyvin raportoitua tietoa vaihtoehtoisia maarakennusmateriaaleja sisältävien ns. uusiomaarakenteiden pitkäaikaiskestävyydestä ja vaurioitumistavoista. Työssä on selvitetty eri uusiomateriaalien tyypillistä käyttötappaa tie- ja katurakenteissa sekä materiaalien käyttäytymistä rakentamisen aikana sekä sen jälkeen. Rakenteiden pitkäaikaiskäyttäytymistä on arvioitu saatavilla olevan tutkimusaineiston perusteella.



Matinlaurin diplomityöopinnäytteeseen suoraan pohjautuvan, luvuissa 2–5 esiteltävän kirjallisuustutkimuksen osalta työ painottuu erityisesti sitoutuviin ja sidottuihin käytettäviin uusiomateriaaleihin, koska näitä koskien on olemassa olevassa tietämyksessä suurimmat aukot. Lisäksi työssä kootaan tietoa sitomattomia uusiomateriaalikerroksia sisältävistä rakenteista ja niiden vaurioitumismekanismeista sekä rakenteiden kestävyysarviointiin soveltuvaa aineistoa. Aineistoa on kerätty betonimurskeesta, asfalttimurskeesta ja -rouheesta, kivihiilen-, turpeen- ja puunpolton tuhkista, jätteenpolton kuonista, terästeollisuuden sivutuotteista sekä rengasmateriaaleista. Uusiomateriaalien käyttöä asfalttipäällysteissä ei tässä tutkimuksessa käsitellä. Erityisesti tietoa on pyritty etsimään ilmasto-olosuhteiltaan Suomen olosuhteita vastaavista tutkimuksista. Valitut kohteet ovat pääosin Pohjoismaista ja Pohjois-Amerikasta. Rakenteita on verrattu Suomessa toteutettuihin kohteisiin ja niistä saatuihin kokemuksiin.

Luvussa 6 esitellään kootusti kirjallisuustutkimuksen yhteydessä löydettyjä esimerkkejä uusiomaarakenteiden mekaanisen toiminnan mallintamiseen käytetyistä lähestymistavoista. Tutkittujen kohteiden mallintamisessa käytettiin pääasiassa elementtimenetelmään pohjautuvia mallinnusohjelmia. Parin tutkimuksen yhteydessä kohteen käyttäytyminen mallinnettiin kerrosrakennemallin avulla. Uusiomateriaaleista mallinnusosiossa käsitellään rengasrouhetta ja -paaleja sekä lentotuhkaa sisältäviä tierakenteiden tuloksia. Kirjallisuustutkimuksen muiden osien tapaan käsittely jakautuu tässä yhteydessä tarkasteltavien rakenteiden toimintatavan mukaan joustaviin ja puolijäykkiin päällysrakennetyyppeihin.

Luvussa 7 esitellään vastaavasti tämän tutkimuksen yhteydessä muutamille UUMA-rakennetyypeille tehtyjen esimerkkilaskelmien tulokset. Näiden laskelmien tavoitteena on yhtäältä ollut tarkastella kantavuusmitoituksen, lineaarisen kerrosrakennemallinnuksen ja kolmiulotteiseen elementtimallinnukseen perustuvien tarkastelutapojen keskinäisiä eroja, kun niitä sovelletaan UUMA-rakenteiden mallintamiseen. Toisaalta esimerkkilaskelmien avulla on myös pyritty havainnollistamaan eritoten UUMA-rakenteiden mekaaniseen toimintaan liittyviä erityispiirteitä suhteessa tavanomaisista materiaaleista rakennettuihin tie- ja katurakenteisiin.

## 2 Teiden ja katujen rakenneratkaisut

### 2.1 Tien- ja kadun rakennetyypit

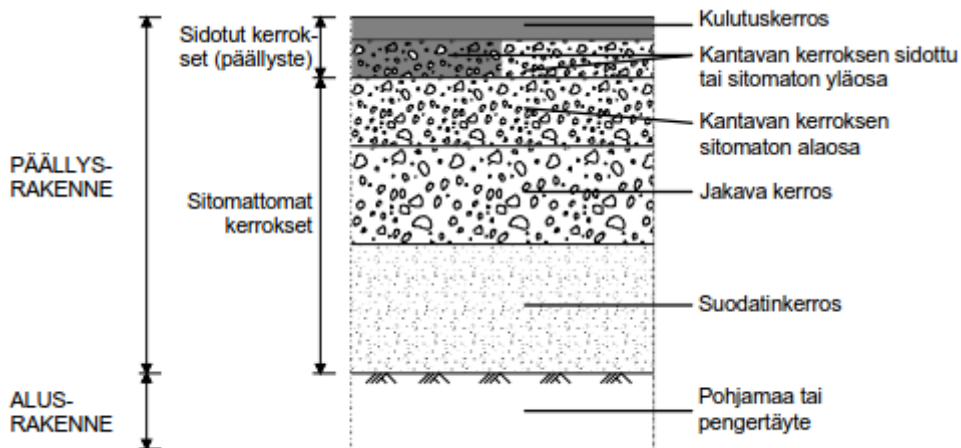
Tien- ja kadun rakenteen tulee kestää liikenteen aiheuttamat kuormitus- ja kulumisrasitukset, lämpötilan vaihtelun aiheuttamat termiset kuormitukset ja kosteuden synnyttämät rakennemateriaalien kantavuusvaihtelut. Rakenteen tulee pystyä rajoittamaan ja tasaamaan tien alusrakenteen routimisen synnyttämät routanousut ja kantavuusvaihtelut. (Ehrola 1996, s.135)

Tien tavanomaiseen päällysrakenteeseen kuuluvat sidotut ja sitomattomat rakennekerrokset ja siirtymärakenteet. Pohjamaa ja pengertäyte ovat alusrakennetta eivätkä kuulu päällysrakenteeseen. Rakennemateriaalien valinta ja mitoitus riippuvat liikenteestä, pohjasuhteista ja ilmastotekijöistä. Päällysrakenteen tehtävä on ottaa vastaan liikenteestä aiheutuvat kuormitukset ja jakaa ne tasaisesti alusrakenteelle. Päällysrakenteen tulee myös suojata alusrakennetta pakkasta vastaa estäen alusrakenteen routimisen. *InfraRYL-ohjekokoelman* mukaan alusrakenteen päälle tulevien kerrosten materiaalien tulee olla routimattomia (InfraRYL 2010). Toimivuusvaatimukset ja tekniset vaatimukset eri rakennekerroksille on niin ikään määritetty *InfraRYL-ohjekokoelmassa*. Tierakenteen toimivuusvaatimukset käsittävät tasaisuuteen, vaurioitumattomuuteen, meluun ja tärinään, levennettävyyteen, varusteltavuuteen ja tierakenteen vakavuuteen liittyvät vaatimukset.

Liikenneväylien päällysrakenteiden perustyyppit ovat joustavat, puolijäykät ja jäykät päällysrakenteet sekä kiveys- ja sorapäällysteiset rakenteet (Ehrola 1996, s. 138). Tyypillisten tie- ja katurakenteiden lisäksi on käytössä lukuisia erikoisrakenteita, joissa on käytetty erilaisia lämpöeristeitä, kevennysmateriaaleja, kuitukankaita tai vahvisteita.

#### 2.1.1 Joustava päällysrakenne

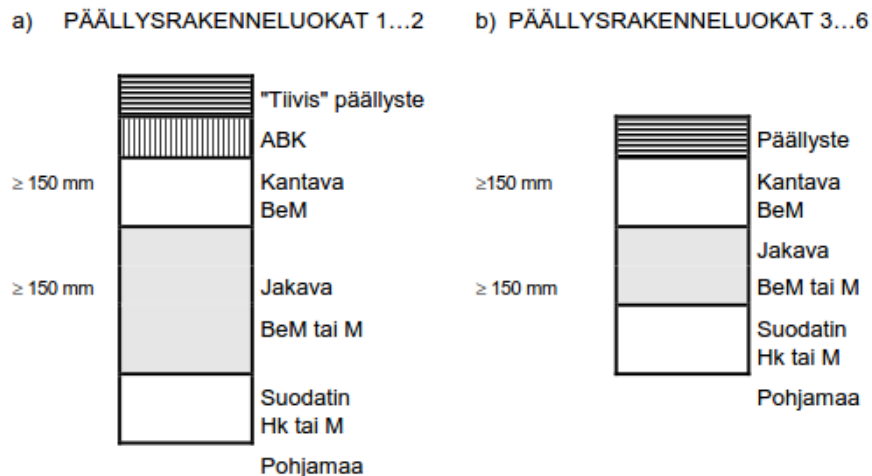
Suomessa yleisimmin käytetty päällysrakennetyyppi on joustava päällysrakenne (flexible pavement), jossa ylimpänä on bitumisella sideaineella sidottu joustava kerros eli päällyste. Joustavassa päällysrakenteessa (Kuva 1) sidottuja kerroksia ovat kulutuskerros ja usein myös kantavan kerroksen yläosa. Sitomattomia rakennekerroksia ovat kantava kerros (kantavan kerroksen alaosa), jakava kerros ja suodatinkerros. Jakavan ja suodatinkerroksen tarpeellisuus riippuu alusrakenteen laadusta. Alusrakenteen materiaalin ollessa routiva tarvitaan aina myös suodatinkerros.



Kuva 1. Tavanomainen joustava päällysrakenne (Belt et al. 2002)

Sidotut kerrokset ovat päällysrakenteen ylimpiä rakennekerroksia, joiden ominaisuuksia on parannettu käyttäen sideainetta. Sidottujen kerrosten vetolujuusominaisuuksia voidaankin parhaiten hyödyntää tierakenteen yläosassa, missä vetojännitykset ovat suurimmillaan. Osa vaihtoehtoisista maarakennusmateriaaleista omaa itsessään lujittumisominaisuuksia, jolloin voidaan puhua sitoutuvista rakennekerroksista. Sidotut kerrokset ovat myös jäykkiä, mikä vähentää liikennekuormituksesta alempiin kerroksiin välittyviä pystysuoria jännityksiä. Sidotut kerrokset jakavat jännitykset laajemmalle alueelle kuin sitomattomat materiaalikerrokset. Kulutuskerroksen tehtävä on myös estää veden pääsy rakenteeseen.

Sitomattomat kerrokset ovat päällysrakenteen kerroksia, joissa ei ole käytetty sideainetta. Materiaalivaatimukset tiukkenevat päällysrakenteen pohjalta pintaa kohti. Päällysrakenteen kerroksellisuus mahdollistaakin erilaatuisten materiaalien käytön eri rakennekerroksissa. Sitomattomat kerrokset eivät sidottujen kerrosten tapaan voi ottaa vastaan vetorasituksia. Kantavan ja jakavan kerroksen tehtävä on muodostaa päällysteelle niin kantava alusta, että liikennekuormituksen aiheuttama rasitus päällysteessä ei nouse liian suureksi. Lisäksi kerrosten tulee jakaa liikennekuorma niin, ettei rasitukset muodostu alusrakenteelle liian suuriksi. Jakavalla kerroksella pyritään myös kuivattamaan kantavaa kerrosta. Sitomattoman kantavan kerroksen materiaali on lähes aina murskattua ja sen kelpoisuuteen vaikuttaa murskautuneisuus, rakeisuus, hienoainespitoisuus, lujuus ja raemuoto. Kantava kerros tehdään kaikkiin tierakenteisiin. Jakava kerros tehdään yleensä luonnon sorasta tai murskatusta kiviaineksesta ja sen kelpoisuuteen vaikuttavat lähinnä rakeisuus ja hienoainespitoisuus. Erityisen paksuissa päällysrakenteissa jakava kerros voidaan tehdä myös useammasta materiaalista. Suodatinkerroksen tehtävä on estää päällysrakenteen ja alusrakenteen materiaalien sekoittuminen keskenään sekä katkaista veden kapillaarinen nousu alusrakenteesta ylempiin rakennekerroksiin. Lisäksi suodatinkerros kasvattaa päällysrakenteen paksuutta vähentäen alusrakenteen routimisesta johtuvia routanousuja. Suodatinkerros tehdään yleensä hiekasta, jonka on täytettävä tietyt rakeisuus- ja kapillaarisuusvaatimukset. (Ehrola 1996, s. 138-141) Vaihtoehtoisista maarakennusmateriaaleista esimerkiksi betonimurskeella voidaan korvata kantavan ja jakavan kerroksen kiviaineksia. Se soveltuu myös käytettäväksi suodatinkerroksessa. (Tielaitos 2000) Vaikka betonimurske omaakin jonkin verran lujittumisominaisuuksia, betonimurskerakenteet luetaan tässä työssä joustaviin päällysrakenteisiin (Kuva 2).

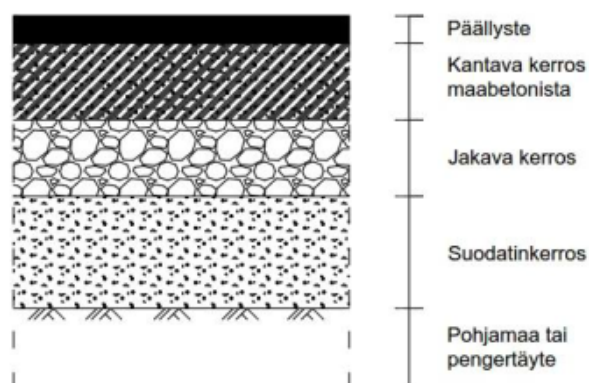


Kuva 2. Tyypillinen betonimurskerakenne (BeM=betonimurske). a. Päällysrakenneluokkien 1...2 ja b. päällysrakenneluokkien 3...6 betonimurskerakenne. (Tielaitos 2000) Päällysrakenneluokat tässä lähteen Tie- ja vesirakennushallitus (1985) mukaiset.

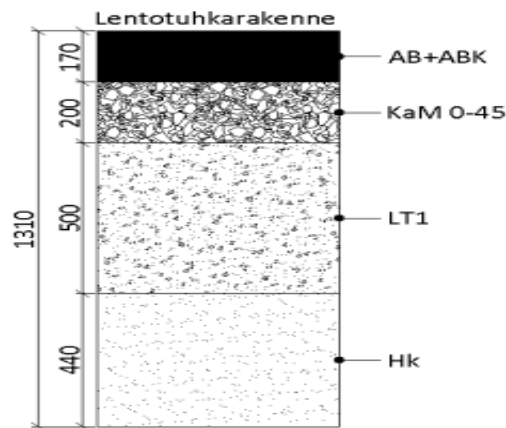
### 2.1.2 Puolijäykkä ja jäykkä päällysrakenne

Kantava tai jakava kerros voidaan sitoa myös hydraulisella sideaineella, jolloin puhutaan puolijäykästä päällysrakenteesta (semi rigid pavement) (Kuva 3). Hydraulisena sideaineena käytetään yleisimmin sementtiä, masuunihiekkaa tai näiden yhdistelmää. (Belt et al. 2002, s. 13) Hydraulinen sideaine muodostaa veden kanssa reagoiessaan massan, joka sitoutuu ja kovettuu. Päällyste on tässäkin tapauksessa joustava eli bitumilla sidottu kerros.

Kuten todettua osa vaihtoehtoisista materiaaleista omaa lujittumisominaisuuksia ja käyttäytyy siten päällysrakenteessa sidotun kerroksen tavoin. Eräs voimakkaasti lujittuva materiaali on siilovarastoitu lentotuhka. *Tuhkarakentamisen käsikirjassa* (2012) on esitelty muutamia tyypillisiä tuhkarakenteita. Lentotuhkarakenteissa (Kuva 4) luonnon kiviaineksia tarvitaan huomattavasti vähemmän ja rakenteen kokonaispaksuus on tyypillisesti myös vastaavaa murskerakennetta pienempi. Lentotuhkaa on kokeiltu onnistuneesti myös stabiloinnin sideaineena yksinään tai yhdessä esimerkiksi sementin kanssa.

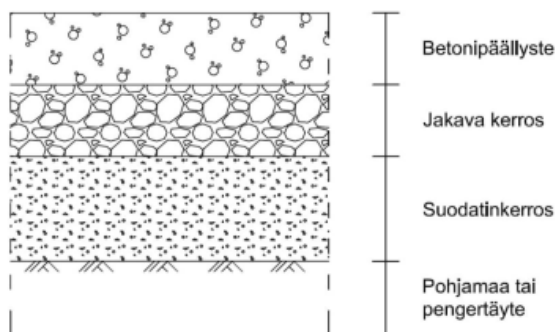


Kuva 3. Puolijäykkä päällysrakenne (Ehrola 1996, s. 147, muokattu.)



Kuva 4. Esimerkki lentotuhkarakenne (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012)

Jäykät päällysrakenteet (rigid pavements) ovat tyypillisesti betonipäällysteisiä rakenteita, joissa jäykkä betonilaatta toimii sekä kulutuskerroksena että kantavana kerroksena (Kuva 5). Jäykkä päällysrakenne soveltuu huonosti Suomen olosuhteisiin. Betonipäällyste kestää nastarengaskulutusta huonosti ja rakenne on herkkä epätasaisista painumista ja routimisesta johtuville epätasaisuuksille. Pakkanen ja tien suolaus saattavat myös rapauttaa betonipäällystettä.



Kuva 5. Jäykkä päällysrakenne (Ehrola 1996. s. 148, muokattu)

### 2.1.3 Sora- ja kiveyspäällysteiset rakenteet

Sorapäällysteinen tierakenne on vähäliikenteisten liikenneväylien rakennetyyppi. Suomen maanteistä noin 35 % on sorateitä. Rakennettujen sorateiden rakenteina ovat yleensä kulutuskerros, kantava kerros, jakava kerros ja suodatinkangas tai suodatinkerros. Tällaisia teitä on kuitenkin vähän ja suurin osa sorateistä onkin vanhoja rakentamattomia teitä, joissa ei ole rakennettuja routimattomia rakennekerroksia. Niissä kulutuskerrosta on ylläpidetty lisämurskeella. Joidenkin sorateiden kantavuutta on parannettu lisäämällä kantavan kerroksen materiaalia, mutta rakenteet ovat monessa tapauksessa sekoittuneet pohjamaan kanssa ja muuttuneet siten routiviksi. Kulutuskerroksen kosteustila vaikuttaa paljon tällaisen tien pintakuntoon. (Liikennevirasto 2014)

Soratien kulutuskerroksessa käytetään murskattua materiaalia: kallio-, moreeni- tai soramursketta, jonka maksimiraekoko on 16 tai 11 mm. Hienommalla murskeella saadaan kiinteämpi ja tasaisempi tienpinta, mutta sillä on huonommat kantavuusominaisuudet. Tavoiteltava kulutuskerroksen paksuus riippuu tien rakenteesta ja pohjamaasta. Normaalisti tavoitteellinen paksuus on 50 mm. Rakennetuilla sorateilla, sorateiksi muutetuilla päällystetyillä teillä ja kelirikkokorjauskohteissa tavoiteltava paksuus on noin 100 mm. Kulutuskerroksen tavoiteltaviin ominaisuuksiin vaikuttavat tekijät ovat osin ristiriidassa, joten yksiselitteisesti parasta kulutuskerroksen materiaalia ei voida määritellä. (Liikennevirasto 2014)

Kiveyspäällysteiset rakenteet tulevat kyseeseen lähinnä joidenkin katujen, torien ja vastaavien alueiden osalta. Nykyisin käytetyt kiveyspäällysteet ovat tyypillisesti betonikiviä, jotka on asennettu laskuhiekkakerrokselle 2-4 mm etäisyydelle toisistaan. Kiveyksen ja laskuhiekan alapuolinen rakenne vastaa usein joustavien päällysrakenteiden vastaavia kerroksia. Raskaasti liikennöidyillä kaduilla kantava kerros tehdään sidottuna, esimerkiksi kantavan kerroksen asfalttibetonina (ABK). Laskuhiekan ja saumaushiekan merkitys on päällysteen toiminnan kannalta tärkeä. Saumaushiekka mahdollistaa päällystekivien kiertymisen ja kiilautumisen toisiinsa, mikä takaa kuormituksen jakautumista vierekkäisten kivien välillä ja parantaa rakenteen jäykkyyttä. (Ehrola 1996) Sidotuksi kiveysrakenteeksi luokitellaan kiveykset, joissa saumaus- ja asennusmateriaali sitoo kivet yhteen. Sidosaineesta riippuen kiveys voi olla joustava, kuten sitomaton rakenne, tai kuten yleisesti ajatellaan, jäykkä rakenne. Masuunihiekkaa on myös kokeiltu Suomessa sidotussa rakenteessa ja todettu että sillä on tyypillistä asennushiekkaa merkittävästi parempi kuormituskestävyys puristusmuodonmuutosten suhteen (Marjaniemi 2016). Kokemukset sen käytöstä ovat kuitenkin vielä suppeat eikä pitkäaikaiskestävyydestä ole vielä tietoa.

#### 2.1.4 Erikoisrakenteet

Tyypillisten tie- ja katurakenteiden lisäksi on käytössä lukuisia erikoisrakenteita, joissa on käytetty erilaisia lämpöeristeitä, kevennysmateriaaleja, kuitukankaita tai vahvisteita.

Pehmeikköalueille rakennettaessa maarakenteista aiheutuvat kuormat ovat ympäröiviin olosuhteisiin nähden suuria, mikä muodostaa ongelmia rakenteen pitkäaikais-toimivuudelle. Tällaisia ongelmia ovat muun muassa suuret painumat ja penkereen tai kyseessä olevan alueen vakavuus. Kevennysrakenteissa osa kiviaineksesta korvataan kevyemmällä materiaalilla, jolloin penkereen aiheuttama kuorma pienenee. Kevennysmateriaaleina on käytetty mm. kevytsoraa, kevytsorabetonia, EPS-keventeitä, rengasmateriaaleja, vaahtolasia, kivihiilen tuhkia sekä terästeollisuuden kuonia. Esi-merkkirakenne kevennyspenkereestä tasaisella pehmeiköllä (Kuva 6)



Kuva 6. Kevennyspenker tasaisella pehmeiköllä (Tielaitos 1997)

Lämpöeristeillä tavoitteena on rajoittaa roudan tunkeutumista tien routivaan alusrakenteeseen ja siten rajoittaa haitallisia routanousuja ja roudan sulamisen aiheuttamaa kantavuuden heikkenemistä. Solumuovien ja kevytsoran lisäksi lämpöeristeinä voidaan käyttää joitakin uusiomateriaaleja kuten rengasrouhetta tai lentotuhkaa. Lämpöeristeiksi soveltuvat uusiomateriaalit ovat tavallisesti myös tavanomaisia materiaaleja keveämpiä. Monet uusiomateriaalit soveltuvatkin keveytensä ansiosta kevennysmateriaaleiksi. Tällaisia materiaaleja ovat esimerkiksi rengasrouheet ja rengaspaalit.

## 2.2 Tavanomaisten maa-ainesten mekaaniset ominaisuudet

### 2.2.1 Maamateriaalien muodonmuutoskäyttäytyminen

Tierakenteen ja siinä olevien materiaalien toiminnan kannalta on oleellista millaisia muodonmuutoksia liikennekuormitus saa aikaan rakenteeseen ja miten rakenne ja materiaalit kestävät syntyviä muodonmuutoksia. Kerroksellisissa tierakenteissa on sidotun rakennekerroksen alareunaan syntyvän vetojännityksen ja alusrakenteen yläpintaan syntyvän puristusjännityksen todettu olevan rakenteen toiminnan kannalta kriittisimmät tekijät. Mitä jäykempi rakenne on, sitä paremmin ja laajemmalle alueelle se jakaa kuormituksia. Alusrakenteen pinnalla vaikuttava puristusjännitys pienenee. Toisaalta rakenteen jäykkyyden kasvaessa myös sidottujen kerrosten alapinnassa vetojännitys kasvaa. Sidottujen kerrosten jäykkyyden tulisikin olla sopivassa suhteessa sitomattomien kerrosten jäykkyyteen.

Tierakennusmateriaalit joutuvat tiessä toistuvien pyöräkuormitusten kuormittamiksi. Toistuvat kuormitukset aiheuttavat sekä pysyviä että palautuvia muodonmuutoksia. Yksittäisen liikennekuormituksen tierakenteeseen synnyttämästä muodonmuutoksesta suurin osa on palautuvaa ja pieni osa jää pysyväksi kuormituksen poistuttua. Toistuvien kuormitusten myötä pysyvien muodonmuutosten kokonaismäärä lisääntyy. Palautuvan muodonmuutoksen ja jännityksen välistä yhteyttä käytetään materiaalin kimmo-ominaisuuksien kokeellisessa määrittämisessä. Sitomattomilla materiaaleilla toistuvien kuormitusten määrän lisääntyessä palautumattomien muodonmuutosten osuus pienenee ja materiaali alkaa käyttäytyä lähes kimmoisesti.

Jokaisella ylityskerralla tietä kuormittavan ajoneuvon rengas saa aikaan tierakenteen taipumisen, joka synnyttää sidottujen kerrosten alapintaan vetojännityksen. Vetojännitysten toistuessa riittävän monta kertaa alkaa sidotussa rakenteessa tapahtua vaurioitumista, jota kutsutaan bitumilla sidotun kerroksen väsymiseksi. Bitumi on viskoelastinen materiaali. Sen mekaaniset ominaisuudet riippuvat oleellisesti vallitsevasta lämpötilasta ja kuormituksen kestosta. Valmiissa rakenteessa bitumi on riittävän kovaa kestämaan liikenteen rasitukset, mutta se säilyttää kuitenkin joustavuutensa matilissakin lämpötiloissa, mikä erottaa bitumilla sidotut rakenteet sementillä sidotuista jäykistä rakenteista. Viskoelastisuutensa ansiosta bitumi väsyä toistuvassa kuormituksessa ja sen murtolujuus ja murtovenymä pienenevät kuormituskertojen lisääntyessä. Väsymisominaisuuksia tutkitaan useimmiten liikennekuormitusta simuloivilla laboratorio- ja koeratakokeilla. Tuloksena saatava materiaalin väsymissuora kuvaa sitä, montako toistuvaa kuormitusta materiaali kestää eri muodonmuutostasoilla ennen kuin siihen ilmaantuu väsymisvaurioita. (Ehrola 1996)

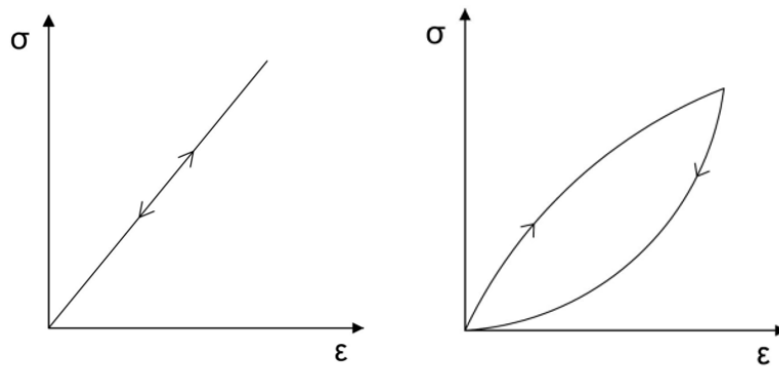


Kuormitukset eivät normaalitapauksessa aiheuta tiehen äkillisiä sortumia vaan rakenne vaurioituu vähitellen. Materiaali kestää tiettyyn pisteeseen asti myötöpehmenemistä ennen kuin se murtuu. Murtuminen voi olla haurasta tai sitkeää. Hauras materiaali murtuu äkillisesti, jolloin jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen saattaa olla lineaarista lähes murtoon asti, minkä jälkeen jännitystila romahtaa nopeasti. Sitkeän materiaalin murtuminen on paremmin ennakoitavissa myötöpehmenemisen ansiosta. Jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen muuttuu yleensä epälineaariseksi ennen murtumista. Savilla murtuminen on suljetussa tilassa usein hauras ja kitkamaalajeilla sitkeä. Hyvin tiivistetyt kitkamaakerrokset voivat olla myös hauraita. Murtorajan saavuttamisen jälkeen materiaalille jää jäännöslujuutta, joka vastustaa lopullista murtumista. Sitkeästi murtuvalla materiaalilla jäännöslujuus vastaa jännityksen maksimiarvoa, kun taas hauraasti murtuvan materiaalin jäännöslujuus on huomattavasti murtumista edeltää maksimijännitystä pienempi.

### 2.2.2 Maamateriaalien jäykkyyttä kuvaavat suureet

Maamateriaalien mekaanista käyttäytymistä kuvataan materiaalimallien avulla. Lineaarisesti kimmoiselle materiaalille sovelletaan eri malleja kuin epälineaarisesti käyttäytyville materiaaleille. Kimmoisuudella tarkoitetaan materiaalin kykyä pyrkiä takaisin entiseen muotoonsa ulkoisten kuormien poistamisen jälkeen. Täysin kimmoisella materiaalilla ei synny pysyviä muodonmuutoksia. Lineaarisesti kimmoisella materiaalilla jännityksen ja venymän välinen suhde on lineaarinen (Kuva 7). Tällöin materiaali noudattaa Hooken lakia. Maamateriaalit oletetaan usein laskennan helpottamiseksi lineaarisesti kimmoisiksi, vaikka todellisuudessa näin ei ole. Todellisuudessa maamateriaalit käyttäytyvät ainakin osittain epälineaarisesti. Hooken lakia voidaan kuitenkin yleensä soveltaa rajoitetuilla jännitys- ja muodonmuutosalueilla. Jännityksen ja muodonmuutoksen välistä suhdetta eli jäykkyyttä kuvataan erilaisilla moduulisuu-reilla.

Lineaarisesti kimmoista käyttäytymistä voidaan kuvata kimmomoduulin (Youngin moduulin)  $E$  ja Poissonin luvun  $\nu$  avulla. Kimmomoduuli ja Poissonin luku voidaan korvata myös leikkausmoduulilla  $G$  ja tilavuusmoduulilla  $K$ . Lamén vakiota  $\lambda$  ja kokoonpuristuvuusmoduulia  $M$  voidaan myös käyttää lineaarisesti kimmoisen käyttäytymisen kuvaamiseen. Epälineaarisesti käyttäytyvillä materiaaleilla jännityksen ja venymän suhde ei ole lineaarinen. Materiaalin jännityksen vaikutuksesta syntyvät muodonmuutokset voivat tällöin olla osittain palautuvia ja osittain pysyviä (Kuva 7). Alhaisilla muodonmuutostasoilla epälineaarisesti käyttäytyvänkin materiaalin käyttäytyminen on lähes lineaarista, mutta materiaalin jäykkyys alenee, kun muodonmuutostaso kasvaa.

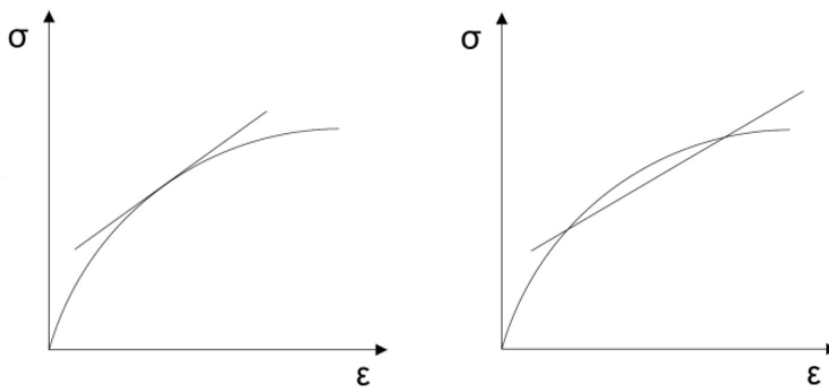


Lineaarisesti kimmainen materiaali

Epälineaarisesti käyttäytyvä materiaali

Kuva 7. Lineaarisesti kimmoisen materiaalin ja epälineaarisesti käyttäytyvän kimmoisen materiaalin jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen

Epälineaarisesti käyttäytyvän materiaalin jännitys-muodonmuutoskäyttäytymistä voidaan myös kuvata erilaisten moduulisuuksien avulla. Moduuli voidaan esittää tangenttimoduulina tai sekanttimoduulina (RIL-157-1 Geomekaniikka I 1985, s. 117) Tangenttimoduuli kertoo materiaalin jännitys-muodonmuutoskäyrän kaltevuuden missä tahansa jännityksen määräämässä pisteessä ja sekanttimoduuli on tietylle jännitysvälille kahden tarkastelupisteen välinen lineaarinen approksimaatio (Kuva 8).

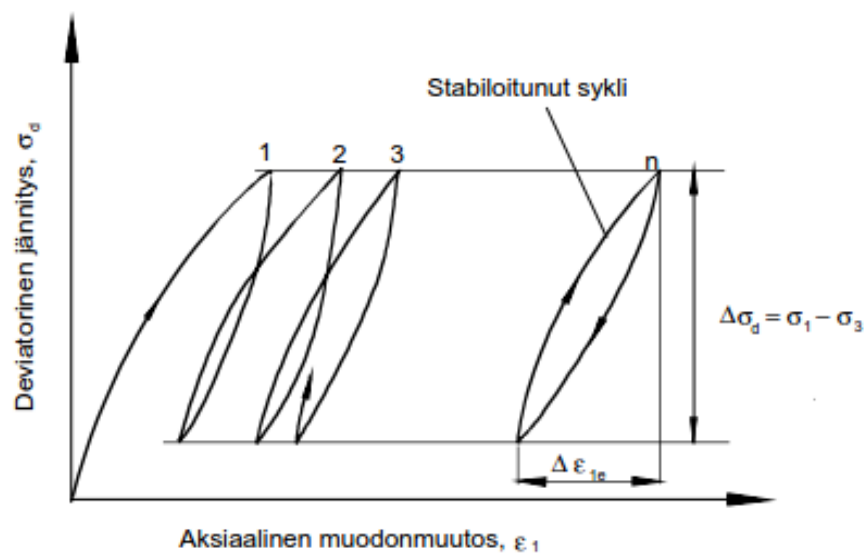


Tangenttimoduuli

Sekanttimoduuli

Kuva 8. Tangentti- ja sekanttimoduulin määrittäminen jännitys-muodonmuutoskuvaajasta

Normaaleissa liikennekuormitusta vastaavissa toistokuormitustilanteissa tapahtuu palautuvaa muodonmuutosta palautumatonta enemmän. Muodonmuutokset riippuvat materiaalin kuormituksesta ja kuormitustavasta. Syklisessä toistokuormituksessa ensimmäisestä syklistä aiheutuva palautumaton muodonmuutos on tyypillisesti seuraavia suurempi. Toistokuormitus vaikuttaa myös materiaalin jäykkyyteen. Tietyn kuormitusyösklimäärän jälkeen materiaalin jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen stabiloituu, jolloin materiaali käyttäytyy lähes kimmoisesti. Stabiloitunut jännitys-muodonmuutossykli (Kuva 9) muodostaa hystereesisilmukan, josta voidaan määrittää materiaalin jäykkyyttä toistokuormitustilanteessa kuvaava resilient-moduuli eli jäykkyyshmoduuli ( $M_r$ ). Resilient-moduuli on jännitysriippuvainen ja siksi sitä yleensä kuvataan jännityksen funktiona.



Kuva 9. Epälineaarisesti käyttäytyvän sitomattoman materiaalin resilient-moduulin määrittäminen deviatorisen jännityksen vaihteluvälin ja palautuvan suhteellisen muodonmuutoksen suhteena.

Materiaalien jäykkyysominaisuuksia voidaan laboratoriomittausten lisäksi tutkia in-situ-kenttämittauksilla valmiista rakenteesta. Rakenteen jäykkyyden määrittämiseen käytettäviä menetelmiä ovat muuan muassa levykuormituskoe, pudotuspainomittaus ja kevyt pudotuspainomittaus. Levykuormituskoea käytetään rakenteen muodonmuutos- ja tiiviysominaisuuksien määrittämiseen. Levykuormituskokeesta mitattujen arvojen avulla voidaan määrittää koko rakenteen muodonmuutosominaisuuksia. Levykuormituskoe tehdään tavallisesti rakenteen pinnasta, jolloin kuormitus vaikuttaa vain rakenteen ylimpiin kerroksiin. Rakennekerrosten materiaalien ominaisuuksia ei siis voida määrittää suoraan levykuormituskokeella, vaan kokeesta saatu moduuli kuvaa tien ylimpien rakennekerrosten muodostamaa kokonaisuutta.

Pudotuspainomittaus tehdään pudotuspainolaitteella (FWD; Falling Weight Deflectometer). Menetelmä perustuu tien pinnan pystysiirtymien eli taipumien mittaamiseen. Pudotuspainolaitteella saatujen tulosten avulla voidaan määrittää takaisinlaskennalla rakennekerrosten moduuleja. Lisäksi voidaan määrittää muodonmuutoksia suoraan taipumasuppilosta. Rakenteen jäykkyysominaisuuksia voidaan määrittää myös kevyemmällä laitteilla. Yksi esimerkki kevyistä pudotuspainolaitteista on suomalainen Loadman. Loadman on kannettava pudotuspainolaite, jossa rakenteen jäykkyyden määrittäminen perustuu laitteen pudotuspainon aiheuttaman painuman mittaamiseen. Menetelmää voidaan käyttää sitomattomien ja ohuiden sidottujen rakennekerrosten jäykkyysominaisuuksien mittaamiseen. Muita kevyitä pudotuspainolaitteita ovat mm. LWD (Light Weight Deflectometer) ja DCP (Dynamic Cone Penetrometer). LWD vastaa mittausperiaatteiltaan Loadmania. DCP-mittauksissa mitataan kartiomaisella kärjellä varustetun varren painumaa 8 kg pudotuspainon vaikutuksesta. Kärjen tunkeumasta eli DPI-arvosta voidaan arvioida rakenteen CBR-arvo (California bearing ratio). CBR-arvoa käytetään yleisesti rakenteen jäykkyyden arviointiin esimerkiksi Yhdysvalloissa.

Kenttämittauksilla määritetyt materiaalien jäykkyyssarvot eroavat käytetystä menetelmästä riippuen. Mittausajankohta vaikuttaa myös huomattavasti tuloksiin. Keväällä sulamisaikaan rakenteessa on enemmän vettä, jolloin jäykkyydet myös pienenevät. Erlingssonin (2010) tekemässä tutkimuksessa erästä rakennetta kuormitettiin HVS-laitteella (Heavy Vehicle Simulator) ensin 500 000 kuormitusta ja nostettiin sitten pohjaveden tasoa. Tämän jälkeen kuormitettiin vielä 500 000 kertaa. Pohjavedenpinnan nostolla oli selvä vaikutus urautumisen kasvuun kaikissa sitomattomissa kerroksissa.

### 2.2.3 Maamateriaalien lujuutta kuvaavat suureet

Materiaalin lujuutta voidaan kuvata puristuslujuudella, leikkauslujuudella ja vetolujuudella. Maan lujuus ja sitä kuvaavat parametrit eivät ole vakioita, vaan lujuus riippuu olosuhteista, kuormitushistoriasta ja ajasta. Pitkä- ja lyhytaikaisen kuormituksen parametrit ja mitoitusten menetelyt eroavat myös osin toisistaan. Kuormitustilanteessa maamateriaalissa tapahtuu käytännössä aina joko tilavuuden tai huokosvedenpaineen muutosta riippuen siitä onko kuormitus nopeaa vai hidasta. Lyhytaikaisessa kuormituksessa materiaaliin kohdistuva kuormitus on niin nopeaa, ettei materiaalin tilavuus ehdi muuttua, mikä näkyy huokosvedenpaineen muutoksena. Pitkäaikaisessa kuormituksessa kuormitus on hidasta, jolloin huokosveden ei muodostu yli- tai alipainetta. Tällöin kuormitus aiheuttaa tilavuuden muutosta materiaalissa.

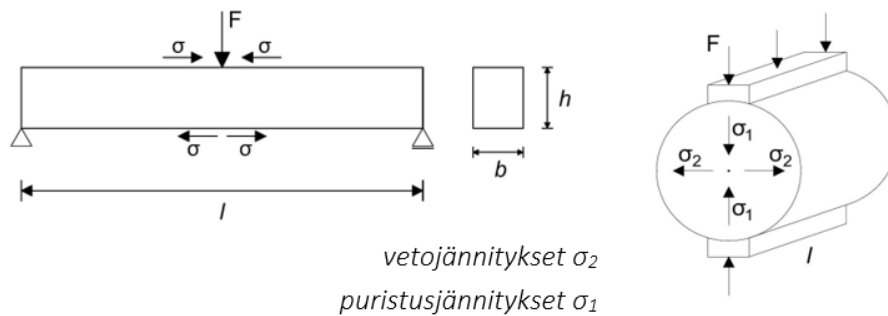
Puristuslujuudella tarkoitetaan sitä jännitystä, jonka materiaali yksiaksisiaalisessa kuormitustilanteessa kestää murtumatta. Puristuslujuus voidaan määrittää ainoastaan kontinuumimateriaaleille, sillä sitomattomat rakeiset materiaalit vaativat sivuttaistuen pysyäksensä koossa. Kontinuumimateriaalit poikkeavat rakeisista materiaaleista siten, että niiden ajatellaan koostuvan äärettömän tiheästi sijaitsevista ainepisteistä ja niitä näin ollen voidaan pitää jatkuvana massarakenteena. Puristuslujuus voidaan määrittää yksinkertaisimmillaan kaavalla:

$$\sigma = \frac{F}{A}, \quad (1)$$

missä

$\sigma$	on puristusjännitys
$F$	on kappaleeseen vaikuttava voima murtumishetkellä
$A$	on kuormitettavan kappaleen poikkileikkauspinta-ala.

Vetolujuus kuvaa materiaalin kykyä kestää vastakkaisiin suuntiin vaikuttavaa vetojännitystä. Vetojännitysten muodostuminen edellyttää, että materiaali voi vastaanottaa vetoa. Sitomattomilla rakeisilla materiaaleilla ei ole käytännössä vetolujuutta, joten vetolujuus voidaan määrittää puristuslujuuden tapaan ainoastaan kontinuumimateriaaleille. Vetoa kestävien kontinuumimateriaalien vetolujuus voidaan ilmaista taivutusvetolujuutena tai halkaisuvetolujuutena (Kuva 10).



Taivutusvetolujuuden määrittäminen

Halkaisuvetolujuuden määrittäminen

Kuva 10. Taivutusvetolujuuden- ja halkaisuvetolujuudenmäärittäminen periaate

Taivutusvetolujuusmäärittäminen periaate vastaa tien ja kadun sidotun rakennekerroksen alapinnassa muodostuvaa vetojäännitystä. Yhden pisteen kuormituksessa suurin taivutusjäännitys muodostuu luonnollisesti kuormittavan voiman  $F$  kohdalle, mistä voidaan määrittää materiaalin taivutusvetolujuus murtumishetkellä. Vetolujuus voidaan määrittää seuraavalla kaavalla

$$\sigma_T = \frac{3F_{\max} l}{2bh^2}, \quad (2)$$

missä

$\sigma_T$	on vetojäännitys
$F_{\max}$	on kappaleeseen vaikuttava voima murtumishetkellä
$l$	on kuormitettavan kappaleen pituus
$b$	on kuormitettavan kappaleen poikkileikkauksen leveys
$h$	on kuormitettavan kappaleen poikkileikkauksen korkeus

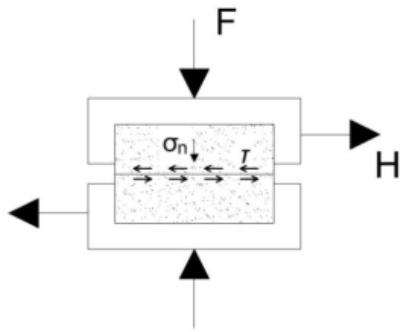
Halkaisuvetolujuus kuvaa materiaalin vetolujuutta yksiakselisen kappaleen puristavan voiman vaikutuksesta. Halkaisuvetolujuus voidaan määrittää vastaavasti

$$\sigma_T = \frac{2F_{\max}}{\pi dl}, \quad (3)$$

missä

$\sigma_T$	on vetojäännitys
$F_{\max}$	on kappaleeseen vaikuttava maksimivoima
$d$	on kuormitettavan kappaleen halkaisija
$l$	on kuormitettavan kappaleen pituus

Leikkauslujuus kuvaa materiaalin sisäistä kykyä vastustaa murtumista ja liukumia. Leikkauslujuus määritetään yleensä rakeisille sitomattomille materiaaleille, mutta sen voi määrittää myös kontinuumimateriaaleille. Leikkauslujuus muodostuu rakeiden välisestä kitkasta ja koheesiosta. Materiaaleilla ei ole yhtä vakiokoheesiota tai -kitkakulmaa vaan ne riippuvat kulloisistakin olosuhteista. Rasialeikkauskokeen periaatekuvan (Kuva 11) avulla voidaan havainnollistaa materiaalin leikkauslujuutta.



Kuva 11. Rasialeikkauskokeen mukainen periaatekuva materiaalin leikkauslujuudelle

Maamateriaalin kohdistuva pystysuuntainen voima  $F$  ja vaakasuuntainen leikkaava voima  $H$  aikaansaavat pystysuuntaisen normaalijännityksen  $\sigma_n$  ja leikkauspintojen suuntaisen leikkausjännityksen  $\tau$ . Leikkauslujuus on leikkausjännityksen suuruus kappaleen murtumishetkellä.

Kun rakeiden välillä on sekä kitkaa että koheesiota, leikkauslujuus voidaan laskea Mohr-Coulombin yhtälöllä

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi, \quad (4)$$

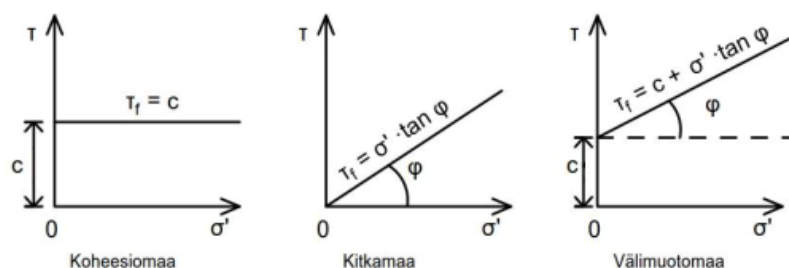
missä

$\tau_f$	on leikkauslujuus
$c$	on koheesio
$\sigma$	on leikkauspinnassa vaikuttava normaalijännitys
$\varphi$	on kitkakulma

Kyllästetyssä maassa leikkauspintaan vaikuttaa normaalijännityksen lisäksi huokosvedenpaine. Huokosvedenpaine otetaan huomioon vähentämällä huokosvedenpaineen arvo pystysuorasta normaalijännityksestä. Tällöin Mohr-Coulombin yhtälö on muotoa

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi', \quad (5)$$

missä käytetyt parametrit ovat tehokkaita parametreja. Kitkamaalajeilla leikkauslujuudeksi saadaan edelleen  $\tau_f = \sigma' \tan \varphi'$  ja koheesiomaalle  $\tau_f = c'$ . Maamateriaalin käyttäytymistä ja leikkauslujuuden muodostumista jännityksen funktiona voidaan kuvata myös murtosuorien avulla (Kuva 12) (Jääskeläinen 2011, s. 101–103). Materiaalin kitkakulma ilmaisee murtosuoran kaltevuuskulman ja koheesio murtosuoran ja pysty akselin leikkauspisteen.



Kuva 12. Murtosuorat

Koska leikkauslujuus riippuu muun muassa materiaalin kohdistuvien jännitysten suuruudesta, on lujuusparametrien määrittämiseksi tehtävä määrittämiä eri jännitystasolla esimerkiksi kolmiaksisiaalikojeella.

## 2.3 Vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien soveltuvuus tie- ja katurakenteeseen

Tässä kappaleessa on kuvattu joidenkin vaihtoehtoisten materiaalien ominaispiirteitä ja soveltuvuutta tie- ja katurakenteisiin. Osa vaihtoehtoista maarakennusmateriaaleista, esimerkiksi laadukkaat betonimurskeet ja masuunikuonatuotteet, soveltuvat sellaisinaan käytettäviksi kantavassa tai jakavassa kerroksessa. Jotkut materiaalit ovat hienorakeisia ja herkkiä veden vaikutukselle, minkä vuoksi niiden käyttö on hankalampaa. Osa vaihtoehtoista materiaaleista luetaan jätteiksi ja niiden käyttö vaatii siksi ympäristölupaa. Joitakin materiaaleja voidaan kuitenkin valtioneuvoston asetuksen (VNa 591/2006; VNa 403/2009) perusteella käyttää pohjavesialueen ulkopuolella ilman ympäristölupaa pelkän ilmoitusmenettelyn avulla. Tällaisia materiaaleja ovat kivihiilen, turpeen ja puuperäisten aineiden polton lento- ja pohjatuhkat sekä betonimurske. (Tiehallinto 2007, s. 13)

Tuotteistetun materiaalin käyttö ei vaadi ympäristölupaa tai ilmoitusta. Tällaisia ovat esimerkiksi eräät ferrokromikuonasta tai masuunikuonasta valmistetut tuotteet. Tuotteistaminen tapahtuu kuitenkin tuote- ja tuotantolaitoskohtaisesti, joten edellä sanottu ei koske kaikkia ferrokromi- ja masuunikuonatuotteita. Valtioneuvoston asetus eräiden jätteiden hyödyntämisestä maarakentamisessa (VNa 591/2006; VNa 403/2009) on myös juuri päivittymässä ja joitakin uusia materiaaleja on tulossa siihen mukaan.

Useimmat uusiomateriaalit ovat rakeisia ja toimivat rakenteessa sitomattoman materiaalin tavoin. Yleensä materiaalin käyttäytyminen muistuttaa vastaavan rakeisuuden omaavaa luonnonmateriaalia. Osalla vaihtoehtoista materiaaleista on kuitenkin sitoutumiskykyä eli lujittumisominaisuuksia. Sitoutumiskykynsä ansiosta materiaaleja voidaan käsitellä kontinuumimateriaalien tavoin. Niitä voidaan kuormittaa myös yksiaksisiaalisesti ilman sivuttaistukea, toisin kuin rakeisia materiaaleja. Näillä materiaaleilla on myös jossain määrin vetolujuutta. Monet materiaalit poikkeavat tavanomaisista luonnonmateriaaleista myös keveytensä ja lämmön-eristyskykynsä ansiosta. Usein vaihtoehtoiset materiaalit ovat tavanomaisia maarakennusmateriaaleja jäykempiä, jolloin rakenteen toimintatapa eroaa perinteisestä joustavasta päällysrakenteesta ja kriittisen vetojännityksen paikka on alempana rakenteessa.



Osa vaihtoehtoisista maarakennusmateriaaleista vastaa käyttöominaisuuksiltaan luonnonmateriaaleja. Joidenkin materiaalien käyttöön liittyy erityisiä riskejä ja muita huomioon otettavia erityisominaisuuksia kuten

- materiaalin laadunvaihtelu
- varastointi
- tiivistäminen
- sitoutumisajan olosuhteet
- sidosten purkautumisriski
- kosteus
- suuri kokoonpuristuvuus
- halkeilu- ja kutistumistaipumus
- haitta-ainepitoisuudet ja niiden liukoisuus
- suojaamistarve
- myöhemmät aukikaivut
- korroosioriski

Lätti (2016) kokosi opinnäytetyössään tietoa eräiden vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien mekaanisista ominaisuuksista. Tulokset ovat luettavissa Liikenneviraston julkaisussa *Vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien mekaaniset ominaisuudet*.

### 2.3.1 Betonimurske

Suomessa betonimurskeen kierrätys maarakentamisessa on aloitettu vuonna 1992 (Määttänen 2000). Ensimmäiset suunnitteluohjeet laadittiin vuonna 1996 ja vuonna 1999 julkaistiin betonimurskeen mitoitusparametrit. Vuonna 2006 valtioneuvoston asetuksessa (VNa 591/2006) poistettiin betonimurskeen ympäristölupavelvollisuus, mikäli betonimurske, sen tuotanto sekä käyttökohde täyttävät niille asetetut vaatimukset.

Betonimursketuotteet jaotellaan Suomessa niiden raaka-aineen ja materiaaliominaisuuksien mukaan. Betonijäte voi olla peräisin joko betoniteollisuudesta tai purkutyömailta. Raaka-aine muutetaan maarakennuskäyttöön soveltuvaksi murskaamalla tai muulla mekaanisella käsittelyllä ja seulomalla haluttuun fraktioon. Raudat ja muut mahdolliset epäpuhtaudet poistetaan. Betonimurskelajitteet jaetaan Suomessa raaka-aineen mukaan neljään luokkaan (Taulukko 1).

*Taulukko 1. Betonimurskeiden perusominaisuuksia (Tielaitos 2000, s. 9–10, muokattu)*

	BeM I	BeM II	BeM III	BeM IV
Raaka-aine	Betoniteollisuus	Purkutyömaa	Purkutyömaa	Purkutyömaa
Tiilen osuus paino-%	0	10	10	30
Rakeisuus	0-45	0-45	0-45	vaihtelee
Lujittuminen	lujittuu	lujittuu	epävarmaa	ei lujitu
Routivuus	routimaton	routimaton	routimaton	vaihtelee
E-moduuli (MPa)	700	500	280	≤200

Betonimurskeita on teknisesti mahdollista käyttää kaikissa päällys- ja alusrakenteen sitomattomissa rakennekerroksissa. Betonimurske on murskauksen jälkeen uudelleen lujittuva materiaali. Lujittuminen vaatii kuitenkin huolellisen tiivistämisen optimi-vesipitoisuudessa, riittävän jälkihoidon ja lujittuvan betonimurskelajitteen. Betonimurskeen lujittuminen on suurinta ensimmäisinä vuosina rakentamisesta ja hidastuu n. 2–5 vuoden kuluttua rakentamisesta. Mikäli I- ja II-luokan betonimurskeen lujittumista ei hyödynnetä, voidaan niitä käyttää sellaisenaan korvaamaan jakavan ja kantavan kerroksen kallio- ja soramursketta. Betonimurskeita käytettäessä on kuitenkin saavutettu suurempia lujuuksia ja jäykkyyksiä kuin vastaavilla luonnonmateriaaleilla. Pitkäaikaistutkimuksissa päällysteen päältä on mitattu jopa 15–25 % suurempia kantavuuksia kuin vastaavalla tavallisella kiviaineksella rakennetulla päällysrakenteella (Dettenborn 2013). Hartlén et al. (1999) mukaan betonimurskeen pakkaskestävyys saattaa olla jopa tavanomaista mursketta parempi. Routamitoituksessa on kuitenkin suositeltavaa käyttää rakeisuudeltaan vastaavan kiviaineksen lämmönjohtavuutta (Tielaitos 2000).

Tiiviillä päällysteellä voidaan estää suolaisen veden tunkeutumista lujittuneeseen kerrokseen ja siten vähentää mahdollista vaurioitumisriskiä suolakuormituksen johdosta. Tielaitoksen (2000) ohjeen mukaan suurempaan puristuslujuuteen lujittuvalla maabetonilla on havaittu suolapakkasrapautumista. Tämän diplomityön yhteydessä ei ole kuitenkaan löydetty raportoitua tietoa toteutuneesta betonimurskeen suolapakkasrapautumisesta.

### 2.3.2 Asfalttimurske ja -rouhe

Asfalttimursketta saadaan murskattaessa tiepäällysteiden purussa syntyviä asfalttikappaleita. Asfalttirouhe muodostuu jyrittäessä tiepäällystettä. Asfalttimurske ja -rouhe ovat kiviainesmurskeen kaltaista materiaalia (kiviainesta yli 90 %). Bitumin sekä laadukkaan ja kestävän kiviaineksen vuoksi vanha asfaltti on hyödyllistä käyttää uuden päällysteen raaka-aineena. Uusioasfaltit ovatkin nykyisin asfalttiteollisuuden vakiotuotteita. Asfalttirouhe ja -murske sopivat myös kantavan kerroksen raaka-aineeksi tai stabilointiin. Asfalttirouhetta ja -mursketta on käytetty maailmalla myös lentotuhkalla stabiloituna.

Asfalttirouheen ja -murskeen laatu riippuu murskatun päällysteen ominaisuuksista. Suositeltava maksimiraekoko on 20 mm. Suuri maksimiraekoko ja isot yksittäiset kokkareet voivat aiheuttaa epätasaisen tiivistystuloksen. Murskekäytössä asfalttimurske ja -rouhe sitoutuvat aina jossain määrin tiivistyksen yhteydessä sisältämänsä bitumin vuoksi. Bitumin kovettuminen ajan saatossa lisää hieman purkautumisriskiä. Materiaali hylkii vettä ja pieni hienoainepitoisuus estää routimisen. Moduuli ei muutu herkästi, kun rakenne on tiivistetty hyvin. (Tiehallinto 2007) Sayed et al. (1993) totesivat tutkimuksessaan, että asfalttimurske on vähemmän herkkä kosteudelle ja tiivistyy paremmin kuin tyypillisesti kantavassa kerroksessa käytetyt materiaalit, mikä vähentää rakennusaikaa. Jacobson (2002b) sen sijaan havaitsi tutkimuksessaan, että asfalttimurskeen tiivistettävyyden on vaikeaa ja materiaalin ja ympäristön vaikutus saavutettavaan tiivistystulokseen on suuri. Erityisesti suuren sideainemäärän asfalttimurskeilla ja -rouheilla lämpötilan vaikutus materiaalin tiivistymiseen on suuri (Jacobson 2002a).

Yhdysvalloissa asfalttirouheen ja -murskeen käyttöä tierakenteiden sitomattomissa kerroksissa on rajoitettu osavaltiokohtaisesti. Asfalttirouheen kuormituskestävyyttä parannetaan tyypillisesti sekoittamalla sitä luonnonkiviainekseen. Asfalttirouheen sallittu määrä seoksissa on tyypillisesti 50 % tai alle. (McGarrah 2007) Asfalttirouheiden ja -murskeiden verrattavuutta kansainvälisesti hankaloittaa sekä kiviainesten että itse päällysteiden vaihteleva laatu eri maissa.

### 2.3.3 Tiilimurske

Tiilimurskeen raaka-aine on peräisin pääosin purkutyömailta. Purkutyömailta tiilijäte lajitellaan muusta purkujätteestä mahdollisimman puhtaaksi. Tiilimurskeen laatuun vaikuttaa epäpuhtauksien ja muun rakennusjätteen lisäksi murskatun tiilen ominaisuudet ja huokoisuus. Suomessa tiiliteollisuuden tiilen valmistusprosessin aikana syntyvät hylkytuotteet käytetään pääosin uuden tiilimassan ainesosana. Tiilimurske on hauras materiaali ja se hienontuu kuormituksessa eikä siksi sovellu kantavaan kerrokseen. Tiilimurske saattaa rapautua jäätyessään kosteana. (Tiehallinto 2007)

Alankomaissa tiilimursketta on kuitenkin käytetty tierakenteissa yli 30 vuoden ajan (Hakari 2007, s.112). Suomessa ja muissa pohjoismaissa tiilimurskeesta on melko vähän kokemusta. Tiilimursketta on Suomessa käytetty liikenneväylien ja pihojen jakavissa kerroksissa sekä suodatinkerroksissa ja kaivantojen täytemateriaalina (Hakari 2007). Tiilimurske on huokoista ja kevyttä. Sen vedenpidätyskyky on hyvä ja pH emäksinen, joten ominaisuuksiensa vuoksi se soveltuu hyvin viherkattoihin. Tiilimurskeen käytöstä viherkattojen kasvualustan osana onkin saatu hyviä tuloksia (Tuhkanen et al. 2014).

### 2.3.4 Lentotuhka

Polttoprosessissa palamattomat aineet muodostavat tuhkan. Tuhkalaadut luokitellaan Suomessa niiden keräyspaikan (pohja- ja lentotuhka) ja polttoprosessin polttoainekoostumuksen mukaan kivihiilen polton-, seospolton- sekä rinnakkaispolton tuhkiin. (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s. 8) Hienojakoinen lentotuhka erotetaan savukaasuista erilaisilla menetelmillä kuin pohjatuhka tai leijupetihiekka, jotka kerätään polttokattilan pohjalta. Kivihiilen poltossa sivutuotteena syntyy myös rikinpoisto-lopputuotetta (RPT). Maailmalla tuhkien luokitteluun on erilaisia käytäntöjä. Yhdysvalloissa hiilenpolton lentotuhkat luokitellaan yleisesti C- ja F-tyypin lentotuhkiin, joista C on itselujittuvaa, pozzolaanista ja sisältää F-tyypin lentotuhkaa enemmän kalkkia (CaO). F-luokan tuhka on myös pozzolaanista, mutta vaatii lujittuakseen aktivaattorin. Pozzolaanit muodostavat esimerkiksi sementin hydrataatiossa vapautuvan kalsiumhydroksidin kanssa pysyviä hydrataatiotuotteita. Luokituksen mukaan suurin osa Suomessa syntyvistä lentotuhkista on tyypin F lentotuhkaa (Lahtinen 2001). Lisäksi on luokittelematonta lentotuhkaa (off-spec fly ash), joka ei täytä asetettuja vaatimuksia ja joka esimerkiksi korkean hiilipitoisuutensa vuoksi ei sovellu edes betonin lisäaineeksi (Cetin et al. 2010). Kanadassa lentotuhkat luokitellaan CaO-pitoisuutensa mukaan (low: <8%, medium: 8–20% ja high: >20%). Kanadalaisen luokituksen mukaan pääosa suomalaisista lentotuhkista kuuluu alimpaan (low) luokkaan (Lahtinen 2001). *Tuhkarakentamisen käsikirjassa* (2012) on määritetty tuhille käyttöluokat, jotka määrittävät tuhkien soveltuvuuden eri käyttötarkoituksiin. Luokittelu ei ole virallinen standardi, vaan kirjantekijöiden ehdotus tuhkien jaotteluun niiden ominaisuuksien mukaan. Tuhkien on täytettävä myös ympäristövaatimukset. Taulukossa 2 on lentotuhkien osalta kooste *Tuhkarakentamisen käsikirjassa* esitetyistä taulukoista, jotka koskevat teknisiä vaatimuksista ja soveltuvuuksia eri käyttökohteisiin.

*Taulukko 2. Tuhkien tekniset vaatimukset ja käyttökohteet käyttöluokittain (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s. 17, muokattu)*

Käyttöluokka	LT 1	LT 2	LT 3	LT 4
1-akselialinen puristuslujuus 28d [MPa]	2	1	0,5	-
Jäädytys-sulatuskokeen muutos [%]	<20	<30	<50	-
Routivuusluokitus	Routimaton	Routimaton	Lievästi routiva	Routiva
Lujittuminen	Kyllä	Kyllä	Kyllä	-
Käyttökohde	Kantavan kerroksen alaosa, jakava kerros	Jakava kerros, suodatin-kerros	Suodatin-kerros, pengert	Pengert, täytöt, putkikaivantojen arinat ja täytöt
Huomioitavaa	Päällysteen alle murskekerros		Routivuus huomioitava käyttökohteen valinnassa	Tuhkien korroosio-ominaisuudet huomioitava

Suomessa tuhkien hyödyntäminen maarakentamisessa vaatii jäteluokituksen takia joko ilmoitusmenettelyn tai ympäristöluvan. Tässä kappaleessa keskitymme seospolton lentotuhkien eli kivihiilen, puun ja turpeen poltossa syntyviin lentotuhkien soveltuvuuteen teiden ja katujen päällysrakenteissa.

Kivihiilen polton lentotuhka on hienorakeinen, raekooltaan 0,002/0,1 mm eli silttiä vastaava materiaali. Kivihiilen lentotuhkan rakeet ovat särmikkäitä ja pinnaltaan huokoisia, turpeen epämääräisempiä saumamaisia ja hiutalemaisia hiukkasia (Mäkelä & Höynälä 2000). Puutuhka on hienorakeisempaa kuin turvetuhka, mutta useimmiten puuta ja turvetta poltetaan sekaisin, joten puun ja turpeen seospolton tuhka on sekoitus molemmista. Lentotuhka on jauhemaista, vedelle herkkää, laadultaan vaihtelevaa ja mahdollisesti routivaa materiaalia, jolla on alhainen moduuliarvo (Tiehallinto 2007). Kuiva lentotuhka omaa jonkin verran sitoutumiskykyä. Lujittuvuusominaisuuksien selvittämiseksi tuhkamateriaalista määritetään yksiakselialinen puristuslujuus sekä muodonmuutosmoduuli halutun lujittumisajan jälkeen. (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s.16) Lujittumisominaisuudet riippuvat tuhkan kemiallisesta koostumuksesta ja lentotuhkapartikkelien ominaisuuksista. Nämä määräytyvät poltettavan materiaalin ja polttotavan mukaan. Materiaalin vesipitoisuus ja tiiveys vaikuttavat myös lujittumiseen. (Mäkelä & Höynälä 2000) Varastointitapa vaikuttaa myös myöhempään lujuudenkehitykseen. Joitakin lentotuhkan tyypillisiä geoteknisiä ominaisarvoja on esitelty taulukossa 3.

*Taulukko 3. Lentotuhkien geoteknisten ominaisuuksien tyypillisiä ominaisarvoja, koostettu eri lähteistä (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s. 12, muokattu)*

		Lentotuhka
Rakeisuus [mm]		0,002-0,1
Optimivesipitoisuus [%]		20-50
Maksimikuivairtotiheys [kg/m <sup>3</sup> ]		1100-1400
Märkäirtotiheys tiivistettynä [kg/m <sup>3</sup> ]		1300-1500
Kitkakulma [°]	lujittumaton	28-36
	lujittunut	49-77
Koheesio [kPa]	lujittumaton	23-47
	lujittunut	64-490
Vedenläpäisevyys [m/s]	lujittumaton	10 <sup>-7</sup> -10 <sup>-6</sup>
	lujittunut	10 <sup>-8</sup> -10 <sup>-6</sup>
Hehkutushäviö [%]		1-15
Lämmönjohtavuus [W/mK]	sula	0,4-0,6
	jäätynyt	0,8

Päällysrakenteessa lentotuhkaa voidaan käyttää massiivirakenteena tai kerrosstabiloinnin sideaineena. Massiivisia lentotuhkarakenteita voidaan käyttää kaikissa tien kantavan kerroksen alapuolisissa rakenteissa. LT1-luokan lentotuhkaa on mahdollista käyttää myös kantavan kerroksen alaosassa. Massiivisten tuhkarakenteiden selkeimmät edut tavanomaisiin rakenteisiin verrattuna ovat niiden lämmöneristävyys, kantavuus ja keveys. Massiivisilla tuhkarakenteilla on mahdollista rakentaa kestäviä rakenteita tavanomaisia rakenneratkaisuja ohuemmillä kokonaisrakennepaksuuksilla, mikä korostuu erityisesti routivan pohjamaan päälle rakennettaessa. Ohuemman kokonaispaksuuden myötä tarvittavan maaleikkauksen tarve vähenee ja luonnonkiviainesta tarvitaan vähemmän. (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s.22) Rakenteen tiivistäminen voi olla vaikeaa heikosti kantavalla pohjamaalla (Tiehallinto 2007). Kun materiaali tiivistetään optimivesipitoisena, se tiivistyy parhaiten ja valmiin rakenteen kuivatilavuuspaino on tällöin suurin. Lentotuhkarakenteiden rakentamisessa olennaista onkin käytettävän tuhkan vesipitoisuuden optimointi sekä mahdollisen sideaineen sekoittaminen tuhkaan. Kuivaan lentotuhkaan joudutaan sekoittamaan vettä pölyämisen estämiseksi, mikä hankaloittaa vesipitoisuuden optimointia. (Tarkkio 2014)

Päällysrakenteen yläosaan rakennettavat lentotuhkakerrokset voivat vaatia stabilointia, jotta tarvittava laatutaso saavutetaan. Sementin tai muun sideaineen lisäyksellä voidaan parantaa lentotuhkakerroksen kantavuutta sekä rakenteen pitkäaikaiskestävyyttä. Stabilointi voi olla myös välttämätön lentotuhkan ollessa routivaa. (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012) Päällysrakenteen kantavan kerroksen stabilointi toteutetaan yleensä paikalla tehtävänä kerrosstabilointina, jossa kantavan kerroksen kiviainekseen sekaan jyrsinsekoitetaan sideainetta. Tuhkapohjaisessa sideaineseoksessa käytetään yleensä siilovarastoitua kostutettua lentotuhkaa ja sementtiä. Lentotuhkan lisäksi voidaan käyttää myös muita teollisuuden sivutuotteita kuten kipsiä, rikinpoistolopputuotetta, kuonaa, rikastushiekkaa ja kuitusavea. (Tarkkio 2014) Korjausrakentamisessa vanha päällyste ja kantava kerros voidaan hyödyntää stabiloinnin runkoaineeksi.

Lentotuhkaa on myös erityisesti Tanskassa käytetty hiekka-lentotuhka-seoksissa stabiloiduissa rakenteissa, jolloin lentotuhkalla on täytetty tasarakeisen hiekan huokosiloja. Seoksissa on ollut vain vähäinen sideaineena käytettävän sementin tarve. Lentotuhkaa on käytetty onnistuneesti tierakenteessa myös erilaisissa kuitutuhkaseoksissa (Hyvönen 2014). Kuitutuhka on kuitusaven ja lentotuhkan seos. Lahtinen et al. (2005) mukaan kuitutuhka soveltuu hyvin maarakentamisen materiaalin kimmoisuuden ja hyvien pysyviä muodonmuutoksia vastustavien ominaisuuksiensa vuoksi. Tämä johtaa merkittävästi parempaan routakestävyYTEEN kuin tavanomaisilla materiaaleilla. Joissakin tapauksissa on tarpeen kuitenkin käyttää lisäksi sementtiä estämässä jäätymis-sulamissykleistä aiheutuvaa lujuuden heikkenemistä. Kuitutuhkarakenteita ei ole tarkasteltu tässä työssä laajemmin.

### 2.3.5 Pohjatuhka ja leijupetihiekka

Pohjatuhkalla tarkoitetaan tässä yhteydessä kivihiilen, turpeet ja puuperäisen aineen poltossa syntyvää polttokattilan pohjalle jäävää pohjatuhkaa. Kivihiilen, turpeen ja puuperäisen aineksen polton leijupetihiekalla tarkoitetaan leijukerroslaitoksen polttoprosessissa poistettavaa hiekkapetimateriaalia tai poltossa hienontunutta hiekkapetimateriaalia, joka erottuu savukaasusta joko kattilassa tai savukaasujen puhdistuksessa. Siitä voidaan käyttää myös nimitystä pohjahiekka. Kivihiilen pohjatuhka on laadultaan tasaisempaa kuin metsäteollisuuden tuhkat, ja ne sisältävät vähemmän palamatonta hiiltä (Laine-Ylijoki et al. 2002). Arinapolton pohjatuhkat ovat hienorakeisempia kuin leijupetipolton tuhkat (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012).

Rakeisuudeltaan pohjatuhka vastaa karkeaa hiekkaa. Pohjatuhka soveltuukin käytettäväksi suodatinkerroksessa hiekan korvikkeena. Rakeet ovat särmikkäitä ja pinnaltaan huokoisia (Mäkelä & Höynälä 2000). Pohjatuhka soveltuu käytettäväksi myös tien jakavassa kerroksessa. Pohjatuhkan rakeet ovat hauraampia kuin luonnonmateriaalilla, joten ne murskaantuvat helpommin tiivistämisen aikana. Pohjatuhka ei tyypillisesti lujitu ilman sideainelisäystä. (Rogbeck & Knutz 1996) Pohjatuhka kuitenkin tiivistyy hyvin. Pohjatuhkarakenne tulee tiivistämisen jälkeen päällystää tai peittää mahdollisimman pian pölyämisen estämiseksi ja suojaan mekaaniselta rasitukselta. Pohjatuhkan tiivistäminen ohuen murskekerroksen päältä parantaa tiivistystulosta ja toimii sääsuojana. (Pohjatuhkaohje 2008) Pohjatuhkaa käytetään myös kevennysrakenteissa, pengertäytöissä, kenttärakenteissa, arinarakenteissa ja muissa täytöissä. Hiekkarakenteisiin verrattuna pohjatuhkakerroksrakenteiden etuna ovat hyvä lämmöneristävyys ja keveys. Pohjatuhkilla lujittumisominaisuudet ovat yleensä melko vähäisiä. (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s. 12) Pohjatuhka ei saa myöskään olla kosketuksissa pohjaveteen. Pohjatuhkarakenne tulee päällystää tai peittää kiviaineksilla (paksuus  $\geq 100\text{mm}$ ) Korroosioriski on myös huomiotava suojaamalla korroosioriskille alttiit rakenteet suoralta kosketukselta sekä suotautuvan veden vaikutukselta. (Pohjatuhkaohje 2008)

Yhdysvallat tuottaa viidenneksen maailman kivihiilestä (Energiateollisuus 2009). Huang (1990) tutki Indianassa, Yhdysvalloissa hiilen polton pohjatuhkan ominaisuuksia laajoissa laboratoriokokeissa. Huang selvitti yhdestätoista eri pohjatuhkasta ominaisuuksia, jotka vaikuttavat sen mahdolliseen hyötykäyttöön tien päällysrakenteissa ja pengertäytöissä. Pohjatuhkan ominaisuudet vaihtelivat huomattavasti riippuen hiilen tyypistä ja lähteestä, polttomenetelmästä, boilerityypistä sekä tuhkan keuruu- ja käsittelytavasta. Suurin ero tavanomaiseen kiviainekseen on pohjatuhkan huokoinen rakenne ja partikkelien rakeinen pinta, mikä vaikuttaa muun muassa rakeiden partikkeleiden lujuuteen, vedenläpäisevyyteen ja kosteustasapainoon. Tyhjättila ja

kokoonpuristuvuus ovat myös hieman suurempia tavanomaiseen kiviainekseen verrattuna. Vaikutukset pohjaveden laatuun olivat tutkimusten mukaan hyvin pieniä.

Suomessa pohjatuhkat on luokiteltu kahteen käyttöluokkaan (PT1 ja PT2) niiden käyttösoveltuvuuden perusteella. Käyttöluokan PT1 rakeisuusvaatimukseksi on asetettu InfraRYL:n mukainen suodatinhiekan rakeisuus. Joitakin pohjatuhkan tyypillisiä geoteknisiä ominaisarvoja on esitetty taulukossa 4.

*Taulukko 4. Pohjatuhkien geoteknisten indeksiominaisuuksien tyypillisiä ominaisarvoja, koostettu eri lähteistä (Hakari 2007, s. 15; Tuhkarakentamisen käsikirja 2012)*

	pohjatuhka	Leijupetituhka
Rakeisuus [mm]	0,002-16	0,063-32
Optimivesipitoisuus [%]	16-24	11-17
Maksimikuivairtoteiheyys [kg/m <sup>3</sup> ]	1000-1500	1500
Märkäirtoteiheyys tiivistettynä [kg/m <sup>3</sup> ]	1250-1800	
Kitkakulma [°]	39-53	
Koheesio [kPa]	10-30	
Vedenläpäisevyys [m/s]	10 <sup>-6</sup> -10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-4</sup> -10 <sup>-3</sup>
Hehkutushäviö [%]	1-15	
Lämmönjohtavuus [W/mK]	0,9	

Pohjatuhkarakenteita ja niistä saatuja kokemuksia ei ole tämän työn puitteissa esitelty. Rakenteita, joissa on lisäksi käytetty lentotuhkaa, on käsitelty kappaleissa 5.2.1 ja 5.3.1.

### 2.3.6 Jätteenpolton kuona

Jätteenpolton kuonalla, pohjakuonalla tai pohjatuhkalla tarkoitetaan yhdyskuntajätteen poltossa kattilan pohjalta kerättyä materiaalia. Tässä työssä käytetään nimitystä jätteenpolton kuona. Yleisesti maailmalla käytetään yhdyskuntajätteen poltossa syntyneestä kuonasta nimitystä pohjatuhka, MSWI BA (Municipal solid waste incinerator bottom ash). Ruotsissa käytetään nimitystä ”slaggrus”, joka vapaasti suomennettuna tarkoittaa kuonasoraa. ”Slaggrus” on lajiteltua ja vähintään puoli vuotta varastoitua pohjakuonaa (Arm et al. 2008b, s. 4).

Yhdyskuntajätteiden poltossa muodostuvan pohjatuhkan osuus on keskimäärin 10 prosenttia sisään syötetyn kiinteän jätteen tilavuudesta ja 20-30 prosenttia massasta, kun taas lentotuhkan osuus on vain muutamia prosentteja. Jätteenpolton kuonan sisältämien aineiden suhteellinen osuus riippuu polttolaitokseen syötettävän jätteen koostumuksesta, aineiden haihtuvuudesta sekä polttokattilan tyypistä ja toiminnasta. Laadun vaihtelu on suurta. Polttoprosessin yhteydessä syntynyt kuona ei tavallisesti ole sellaisenaan hyödynnettävissä, vaan vaatii jonkin verran prosessointia. Yleisimpiä käsittelymenetelmiä ovat varastointi eli ikäännyttäminen, erilaiset pesu- ja uuttotekniikat, kiinteytys ja stabilointi sekä terminen prosessointi. (Laine-Ylijoki et al. 2005) Ikäännyttämisen tarkoituksena on parantaa kuonan ympäristö- ja teknisiä ominaisuuksia antamalla kuonan reagoida ilman ja veden kanssa. Ikäntymisen päätarkoitus on kuonan pH:n laskeminen oksidien ja karbonatisoitumisen seurauksena, jolloin useiden metallien liukoisuus kuonasta vähenee. Luonnollisesti tapahtuvana prosessina ikäänntyminen on kuitenkin varsin hidasta. Kiihdytettyä ikäännyttämistä voidaan tehdä esimerkiksi lisäämällä hiilidioksidin saatavuutta. Kiihdytettyä ikäännyttämistä

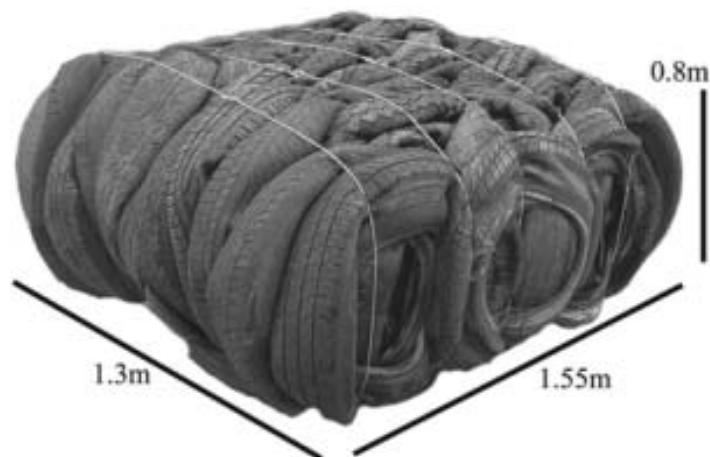
käytetään useissa käsittelylaitoksissa Hollannissa, Saksassa, Ranskassa ja Belgiassa. CO<sub>2</sub>-rikastetulla ilmalla ikääntymiseen tarvittava aika lyhenee merkittävästi 6–20 viikosta yhteen tai kahteen viikkoon. (Kaartinen et al. 2010, s. 27) Eräs menetelmä on hollantilainen ADR (advanced dry recovery) kuivakäsittelymenetelmä, joka poistaa tehokkaasti rautapitoiset ja raudattomat metallit kuonasta ja tuottaa raekooltaan eri kokoisia lajikkeita. Tätä menetelmää on kokeiltu myös uusimmassa suomalaistutkimuksessa (Sormunen & Rantsi 2015; Sormunen & Kolisoja julkaisematon (a)).

Jätteenpolton kuona on rakeinen materiaali. Materiaalin lujittumisesta saadut kokeemukset vaihtelevat. Pääosassa tutkimuksia lujittumista kuonarakenteilla ei ole havaittu. Uusimmissa suomalaisissa laboratoriokokeissa kuona kuitenkin lujittui selvästi ja lujittumista tapahtui jonkin verran myös kenttärakenteissa (Sormunen & Kolisoja julkaisematon (a); Sormunen & Kolisoja julkaisematon (b)). Lujittumiseen saattaakin vaikuttaa valittu kuonan käsittelymenetelmä. Jätteenpolton kuona on yleensä hyvin suhteistunutta eli sen rakeisuuskäyrät ovat muodoltaan hyvin loivan s-kirjaimen muotoisia (Izquierdo et al. 2001). Raekokojakauma mahdollistaa kuonan helpon tiivistettävyyden. Useissa maissa jätteenpolton kuona seulotaan 50 mm seulalla, jolloin sen rakeisuuskäyrä vastaa hiekkaista soraa (Arm 2003). Teiden päällysrakenteissa prosessoitua kuonaa voidaan käyttää jakavassa kerroksessa tai suodatinkerrosta korvaavassa kerroksessa. Jätteenpolton kuonan käyttö edellyttää ympäristöluvan. Jätteenpolton pohjakuonaa koskeissa tutkimuksissa, kenttäkokeissa ja pitkäaikaisseurannoissa pääpaino onkin ollut pääasiassa haitta-aineiden liukoisuuden seurannassa. Keski-Euroopassa muun muassa Ranskassa pohjakuonaa on käytetty vuosikymmeniä tierakenteissa. Myös esimerkiksi Ruotsissa jätteenpolton pohjakuonaa on kokeiltu tien jakavassa kerroksessa hyvin tuloksin. Suomessa kokemusta kuonan käytöstä on vielä hyvin vähän.

### 2.3.7 Rengasmateriaalit

Rengasmateriaaleilla tarkoitetaan tässä yhteydessä erikokoisia rengasrouheita, rengaspaaleja ja kokonaisia renkaita, joita voidaan hyödyntää maarakentamisessa. Rengasrouhetta saadaan paloitellusta rengasmateriaalista. Pääosin materiaali koostuu kumista, mutta se sisältää myös nokea sekä terästä. Rengastuotteet ovat ominaisuuksiltaan stabiileja. Jos tuotteita käytetään tien rakentamiseen, niiden joustavuuden ja alhaisen moduulin vuoksi päälle on tehtävä paksut rakennekerrokset. Rengasmateriaalin kokoonpuristuminen on suurta, mutta se tapahtuu pääasiassa rakentamisvaiheessa. Rengasrouheen palakoon vaihtelu saattaa vaikuttaa eri kohtien hieman erilaiseen tiivistymiseen. Tiivistymistä saattaa tapahtua vielä liikennekuorman alla parin ensimmäisen vuoden aikana. Rengasrouheen E-moduuli on alhainen ja riippuu tiiveydestä, mutta materiaali ei ole herkkä kosteudelle. (Tiehallinto 2007, s.44) Koska rengasrouheen ja rengaspaalien kuivatilavuuspaino on noin 30 % maan tilavuuspainosta, se soveltuu hyvin kevennysmateriaaliksi. Renkaiden edullisin käyttökohde onkin kevennysrakenteet. Näissä voidaan käyttää sekä rengasrouhetta, rengaspaaleja (Kuva 13) että kokonaisia renkaita.





Kuva 13. Rengasmaalin tyypilliset mitat (Winter 2013)

Rengasmateriaalien teknisiä ominaisuuksia on esitetty taulukossa 5.

Taulukko 5. Rengasmateriaalien teknisiä ominaisuuksia (Liikennevirasto 2011b, s. 31, muokattu)

	Rengasrouhe	Kokonaiset renkaat	Rengasmaalit
Nimellimitat (mm)	50...300		1,5x1,4x0,75 m <sup>3</sup>
Tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> )	4...6	2...4	5,5 (kuiva) 5,7 (märkä) 0,8 (veden alla)
Koheesio (kPa)	8...9		
Kitkakulma	20...40		
E-moduuli (MPa)	0,5...3		
Vedenläpäisevyys (m/s)	1x10 <sup>-3</sup> ...10 <sup>-1</sup>	5x10 <sup>-2</sup> ...10 <sup>-1</sup>	1x10 <sup>-2</sup> ...10 <sup>-1</sup>
Lämmönjohtavuus (W/mK)	0,1...0,25	0,1...0,25	

Muita käyttökohteita ovat eristys- ja kuivatusrakenteet sekä meluvallit. Kuivatus- ja salaojarakenteissa käytetään lähinnä rouhetta, meluvalleissa kokonaiset renkaat ja paalit ovat taloudellisempia. Rengasmaaleja on käytetty myös eroosiosuojaseinissä, luiskien korjauksissa ja erilaisissa suojamuureissa. Kumimateriaali on syytä peittää paloturvallisuussyistä maa-aineksella (Tiehallinto 2007, s.44).

### 2.3.8 Terästeollisuuden sivutuotteet

Raudan ja teräksen valmistuksen sivutuotteena syntyy erilaisia kuonia, joista tuotantoprosessia säätämällä tehtaot voivat jalostaa erilaisia ominaisuuksia omaavia maa-rakennustuotteita. Näitä ovat esimerkiksi masuunikuona, teräskuona ja ferrokromikuona.

Tierakenteissa käytetty masuunikuona on ollut pääosin ns. ilmajäähdytettyä kuonaa. Masuunikuonan valmistaminen tapahtuu kaatamalla sula kuona jäähtymään kuonapenkkaan, mistä se noin 3–4 viikon kuluttua jähmettyneenä kaavitaan. Irrotettu masuunikuona on rakeisuudeltaan 0–150 mm ja sitä kutsutaan kappalekuonaksi (KapKu). Kappalekuona voidaan murskata haluttuun raekokoon murskaimilla ja seuloa edelleen lajitteiksi. Murskattuja tuotteita kutsutaan masuunikuonamurskeiksi (MakuM). Kappalekuona ja masuunikuonamurskeet ovat yleisiltä teknisiltä ominaisuuksiltaan luonnon kiviaineksiin verrattavia tuotteita. Ne poikkeavat kuitenkin hieman tavanomaisista materiaaleista. Masuunikuonan rakeet ovat syntyvastaan johtuen huokoisia ja niiden pinta on karhea. Raemuoto on kuutiomainen ja särmikäs. Näiden ominaisuuksien vuoksi masuunikuonan sisäinen kitkakerroin on korkea ja kantavuus usein parempi kuin vastaavan rakeisuuden omaavalla luonnonkiviaineksella. Huokoisuus myös parantaa lämmöneristyskykyä. (Ehrola 1996, s. 144)

Masuunikuonat ovat luonnonmateriaaleja kevyempiä ja masuunikuona omaa myös sitoutumiskykyä. Kiviainesta vastaavan tiiveysasteen saavuttaminen voi olla vaikeaa ja tiivistäminen voi rikkoa rakeita, mutta sitoutumisen kasvu vastaavasti kompensoi tätä. Sitoutuminen vaatii lämpöä ja kestää 2-10 kuukautta. Sitoutumisen myötä moduuli kasvaa kiviaineksesta valmistettua mursketta suuremmaksi. Huonosti sitoutunut tai purkautunut materiaali voi muuttua lievästi routivaksi. Korroosioriski on huomioitava materiaalin sijoittamisessa. (Tiehallinto 2007) Kappalekuonaa ja masuunikuonamursketta voidaan käyttää tien jakavassa ja kantavassa kerroksessa. Jaka-vaan kerrokseen käytetään ensisijaisesti kappalekuona- ja kantavaan kerrokseen masuunikuonamursketta.

Masuunihiekka (MaHk) on toinen masuunikuonan käyttömuoto. Masuunihiekka syntyy vesijäähdytyksen eli granuloinnin tuloksena. Siinä sula masuunikuona kaadetaan kaukaloön, johon suihkutetaan vettä noin 8 barin paineella. Vesisuihku rikkoo sulan kuonan raekooltaan 0–5 mm tuotteiksi, jolla on hydraulisia ja lämpöteknisiä ominaisuuksia. Masuunihiekan käyttökohteita on jakava kerros ja kantavan kerroksen alaosat. Masuunihiekka soveltuu käytettäväksi myös suodatinkerroksessa. (Ehrola 1996, s. 146) Sitoutumiskyvyn vuoksi masuunihiekkaa käytetään myös sideaineena tai sen osana. Stabilointiaineena masuunihiekkaa käytetään yleensä 5–15 % rakenteen painosta. Masuunihiekkaa käytetään joko sellaisenaan tai sementin kanssa. Masuunihiekalla stabiloitaessa sallittu työstöaika on hieman pidempi kuin sementtiä käytettäessä. (Tiehallinto 2007, s. 39–40) Masuunikuonamurskeen ja masuunihiekan teknisiä ominaisuuksia on esitetty taulukossa 6.

*Taulukko 6. Masuunikuonamurskeen ja masuunihiekan teknisiä ominaisuuksia (Liikennevirasto 2011b, s. 38, muokattu)*

	Masuunikuonamurske		Masuunihiekka
Rakeisuusalue (mm)	0-10...64	0...200	0,063...4
Tilavuuspaino (rtr) kN/m <sup>3</sup>	16...19	15...18	14...15,5
E-moduuli: Staattinen (MN/m <sup>2</sup> ) Dynaaminen	600	500	600
	1000	800	1000
Lämmönjohtavuus (W/mK)	0,9	0,7	0,35
Vedenläpäisevyys (m/s)			0,9...1,5x10 <sup>-4</sup>
Kapillaarisuus (m)			0,1...0,20

Teräskuonaa syntyy jalostettaessa raakarautaa edelleen teräkseksi. Teräskuona ilmajäähdytetään ja se on miltei samanlaista kuin ilmajäähdytetty masuunikuona. Kovetunut kuona voidaan murskata haluttuun raekokoon. Teräskuonaa syntyy myös kierrätysteräksen valmistuksen yhteydessä. Teräskuonan käytössä on huomioitava sen taipumus hitaaseen, mutta merkittävään, paisumiseen vesipitoisuuden kasvaessa.

### 2.3.9 Vaahtolasi

Vaahtolasi on puhdistetusta kierrätyslasista valmistettu huokoinen kevytkiviaines. Vaahtolasimursketta (VaM) voidaan käyttää kevennysrakenteissa ja routasuojauksissa. Rakeisuudeltaan vaahtolasi on 0...60 mm (Taulukko 7). Vaahtolasimurskeen lämmönjohtavuus on kuivana noin 0,1 W/mK. Lämmöneristävyydeltään vaahtolasimurskekerros vastaa parhaimmillaan neljä kertaa paksumpaa hiekkakerrosta ja sen tilavuuspaino on vain noin viidenneksen verrattuna murskeeseen. Vaahtolasimurske vastaa kantavuudeltaan karkeaa hiekkaa. (Uusiotuote Oy)

Suomessa vaahtolasimurskeen käyttö on vielä uutta ja vaahtolasimurskeita valmistaakin ainoastaan Uusiotuote Oy tuotenimellä Foamit®. Vaahtolasimurskeen lujuusominaisuudet ovat hyvät sen suuren leikkauskestävyyskulman ansiosta. Leikkauskestävyyskulman suuruus vaihtelee materiaalissa vallitsevan jännitystilän mukaisesti, mikä on otettava huomioon suunnittelussa. (Köylijärvi 2014) Hyvistä lujuusominaisuuksista huolimatta vaahtolasi on kuitenkin varsin hauras materiaali ja siksi se ei sovellu liikenteen raskaasti kuormittamiin tierakenteen osiin.

*Taulukko 7. Vaahtolasin teknisiä ominaisuuksia (Liikennevirasto 2011b, s. 35, perustuu useisiin lähteisiin, muokattu)*

	Vaahtolasi	
Rakeisuus (mm)	0...60 mm	
Tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> )	mitoitus	3,5...4
	kuiva	1,8...2,3
Kokoonpuristuma kuormitettuna (kPa)	kuorma: 80	2,4 %
	kuorma: 150	5,1 %
	kuorma: 250	9,0 %
Leikkauskestävyyskulma (kitkakulma) (°)	36...45	
Lämmönjohtavuus, kuiva (W/mK)	0,1...0,2	

## 3 Tie- ja katurakenteiden toiminta

### 3.1 Tie- ja katurakenteiden kuormitukset

Tierakenteeseen rasituksia aiheuttavia ja sitä kautta vaurioitumista aikaansaavia kuormitustekijöitä ovat liikenne- ja ympäristökuormitukset sekä rakenteen omapaino. Liikenne- ja ympäristökuormitukset poikkeavat luonteeltaan toisistaan. Liikennekuormitus on lyhytaikaista ja usein toistuvaa kuormitusta. Ympäristökuormitus on pääosin vuodenaikojen mukaan toistuvaa ja siten vaikutusmekanismiltaan hidasta. Tierakenteen kuormituskestävyyden kannalta merkittävin liikennekuormitus syntyy raskaan liikenteen aiheuttamana. Henkilöautoliikenteen rasitukset näkyvät tiestöllä lähinnä nastarenkaiden synnyttämien kulumisurina. Ympäristökuormituksen päätekijöitä ovat vuodenaikojen mukaan vaihtuvat lämpötila, kosteusolot ja routa. Rakenteen omapaino on myös kuormitustekijä, jonka aiheuttamat rasitukset ovat merkittäviä lähinnä pehmeillä ja tien kohdissa, joissa alusrakenteen laatu vaihtuu. (Belt et al. 2006, s.7)

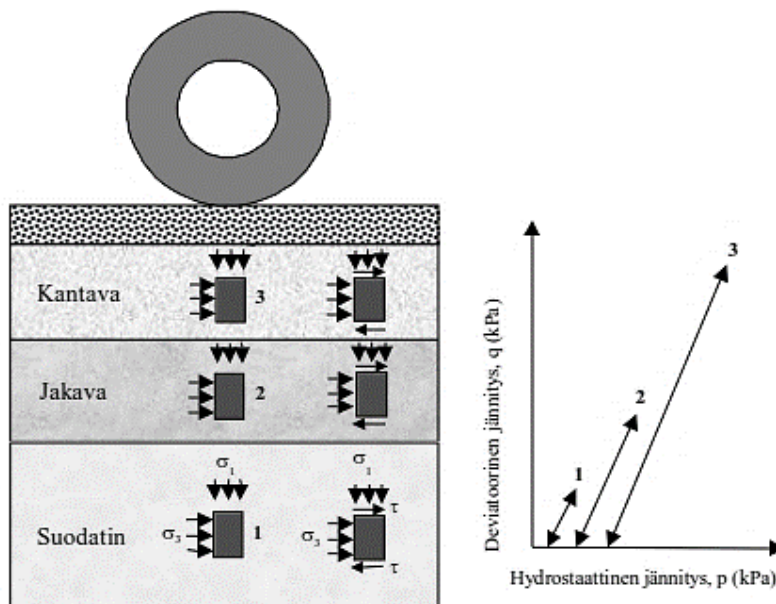
Tie- ja katurakenteiden keskeisiä mitoittavia tekijöitä ovat kuormituskestävyys, routakestävyys ja pohjamaan geotekninen kantavuus. Kuormituskestävyydellä tarkoitetaan tierakenteen kykyä vastustaa haitallisesti vaurioitumatta tai deformatumatta kumulatiivisesta liikenneserituksesta johtuvia jännityksiä ja muodonmuutoksia. Kuormituskestävyyden kannalta huomioitavaa on päällysteen ja sidottujen kerrosten väsyminen, sitomattomien rakennekerrosten deformatuminen ja pohjamaan deformatuminen. Rakenteen routakestävyyttä arvioitaessa huomioitavaa on kokonaisroutanousun suuruus ja routanousuerot. Pohjamaan geoteknistä kantavuutta kuvaavat pohjamaan stabiliteetti, kokonaispainuma ja painumaerot. Tässä työssä käsitellään pohjamaan geoteknistä kantavuutta ainoastaan alus- ja päällysrakenteen yhteistoiminnan kannalta.

#### 3.1.1 Liikennekuormitus

Liikennekuormitus muodostuu ajoneuvojen painosta aiheutuvasta staattisesta kuormituksesta ja ajoneuvojen liikkeistä aiheutuvasta dynaamisesta lisäkuormituksesta. Liikennekuormitus on luonteeltaan vaihtelevaa. Tiestöllä liikkuvat ajoneuvot vaihtelevat henkilöautoista täysperävaunullisiin kuorma-autoihin. Niin ikään eri ajoneuvojen aiheuttamien liikennekuormitusten suuruus vaihtelee suuresti. Kuormituksen suuruuteen vaikuttavat ajonopeus, ajoneuvon ominaisuudet ja tien muodot. Ajoneuvojen kuormitus välittyy tiehen jousien ja renkaiden kautta. Ideaalisen tasaisella tiellä tiehen kohdistuu ajoneuvosta vain sen staattisen rengaskuorman mukainen rasite, kun taas epätasaisella tiellä rasitus muuttuu dynaamiseksi, joka voi olla jopa moninkertainen staattiseen verrattuna. Lisäksi liikennekuormitus jakautuu poikkileikkauksessa hyvin epätasaisesti. Kuormitus keskittyy vahvasti ajolinjojen muodostamiin uriin. Tienpitäjä voi vaikuttaa kuormitukseen lähinnä säätämällä nopeusrajoituksia ja huolehtimalla tien tasaisuudesta. (Ehrola 1996) Ajoneuvon kokonaismassaa, akselikuormia ja kokoa säädellään lailla, mutta ajoneuvon renkaiden ja jousituksen rakenteet vaikuttavat tiehen kohdistuvien voimien suuruuksiin (Virtala & Hurtig 2012, s. 19).

Raskaiden ajoneuvojen osuus tien ylläpitokustannuksista vaihtelee maittain, mutta on suuruusluokaltaan noin puolet kaikista ajoneuvoista. Henkilöautojen vaikutus tien vaurioitumiseen on Suomessa pääosin nastarenkaista aiheutuva urautuminen. Ilmajousitetun puoliperävaunun tiehen kohdistamat voimat ovat 10...12 % lehtijousitetua perävaunua pienemmät. Vastaavasti tien kuluminen on vähintään 15 % voimakkaampaa lehtijousitetulla ajoneuvolla. Euroopan Unionissa sallitaan joissain tapauksissa tavallista suuremmat akselikuormat ilmajousitusta tai muuta tieystävällistä jousitusta käyttävälle ajoneuvolle. Tasaisella tiellä pyöräkuorma vaihtelee  $\pm 20$  % verrattuna staattiseen kuormaan, mikä johtuu ajoneuvon kiihdytyksistä, jarrutuksista ja suunnanmuutoksista. (Virtala & Hurtig 2012) Kuormituksen kasvaessa 50 %, tiehen kohdistuva rasitus viisinkertaistuu (Granlund 2008). Tästä syystä kuormitus kasvaa painumien kohdalla ja vaurioituminen kiihtyy.

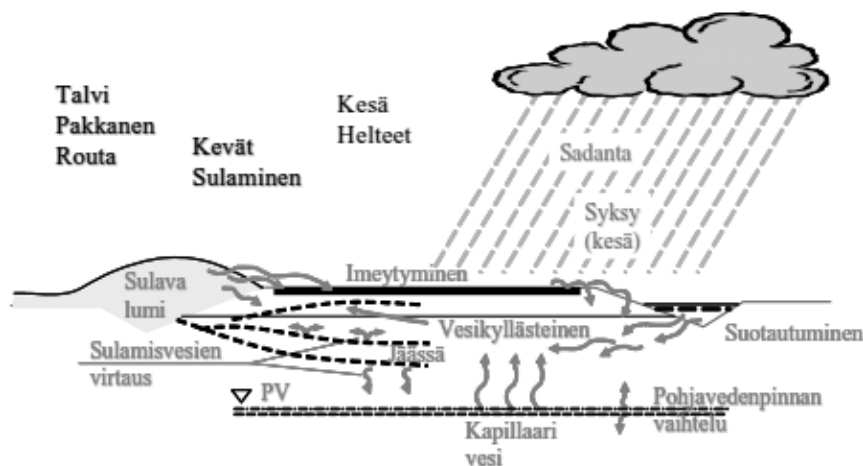
Pyöräkuorma aiheuttaa jännitysmuutoksia tien rakennekerroksissa. Tierakenteessa vallitseva jännitystila on monimutkainen paitsi tien kerroksellisen rakenteen myös liikkuvasta kuormasta aiheutuvan jatkuvan muutostilan ja pääjännitysten kiertymisen vuoksi. Kantavassa kerroksessa jännityslisäys ja sen muutos ovat suuria ja suodatin-kerroksessa vastaavasti muutokset ovat pieniä. Niinpä eri kerrokset on jaettava useampaan kerrokseen deformaatiolaskentaa varten. Kuormituksen keskilinjän ulkopuolella materiaaliin syntyy myös leikkausjännityksiä (Kuva 14). Deformaatio on kuormituksen johdosta tapahtuvaa materiaalin tiivistymistä tai muodon vääristymistä (leikkautumista). Leikkautuminen aiheuttaa myös sivusuuntaisia siirtymiä, joissakin tapauksissa ilman tiivistymistä ja jopa rakennetta löyhdyttäen. Tiivistyminen tapahtuu lähes yksiakseliaalisesti, jolloin rakenne painuu pystysuunnassa. (Laaksonen et al. 2004) Ajoneuvon renkaan liikkua tarkastelupisteen yli tapahtuu tarkastelupisteessä vallitsevien pääjännitysten kiertäminen. Renkaan lähestyessä ja saavuttaessa tarkastelukohdan suurin pääjännitys kääntyy vaakasuorasta pystysuoraksi. Edelleen renkaan etääntyessä tarkastelupisteestä suurin pääjännitys kääntyy takaisin vaakasuoraksi. Vastaavasti pienin pääjännitys kääntyy pystysuorasta vaakasuoraksi ja renkaan ylitettyä tarkastelupisteen takaisin pystysuoraksi. (Ehrola 1996, s. 290) Pääjännitysten kiertämisellä on todettu olevan merkittävä vaikutus tierakenteiden pysyviin muodonmuutoksiin (Riikonen 2014, s. 44).



Kuva 14. Pyöräkuorman aiheuttama jännitysmuutos eri kerroksissa. (Laaksonen et al. 2004)

### 3.1.2 Ympäristökuormitus

Tietä kuormittavia tai rasittavia ympäristötekijöitä ovat routa, lämpötilan muutokset, sade, lumi, lumen sulaminen ja auringon säteily (Kuva 15). Tien kunnossapitotoimet, kuten suolaus ja lumenpoisto, lisäävät ympäristötekijöiden kuormituksia. Ympäristökuormituksille on luontaista niiden erittäin suuri vuosittainen vaihtelu. Talvien pakkas- ja lumimäärät vaihtelevat paljon. Toiset vuodet ovat toisia sateisempia, jolloin rakenteiden kosteuspitoisuudet ja pohjaveden syvyys vaihtelevat merkittävästi. (Ehrola 1996, s. 31-32)



Kuva 15. Ympäristökuormitukset (Belt et al. 2002, s. 20)

#### Routa

Routa eli tierakenteen jäätyminen on pohjoisilla alueilla kuten esimerkiksi Suomessa merkittävin ympäristötekijä. Tierakenteen fysikaaliset ominaisuudet muuttuvat oleellisesti rakenteen jäätyessä. Jäätyneenä tierakenteen jäykkyys ja samalla kantavuus on moninkertainen sulan ajan arvoon verrattuna. Suoranaisia kuormituksia tierakenteeseen syntyy tien routimisen synnyttämien routanousujen seurauksena. Välillisiä vaikutuksia syntyy taas roudan sulamisen aikaan rakenteessa olevan sulamisveden aiheuttamana kantavuuden pienentymisenä. Tien ympäristön lumikerroksilla on epäsuora vaikutus tien routimiseen siten, että tien sivuun aurattu lumi estää tehokkaasti tien reunaosan routaantumista ja routimista ja synnyttää epätasaista routanousua. (Ehrola 1996, s. 32)

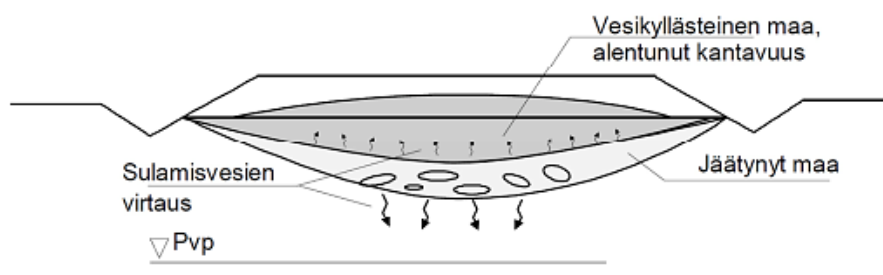
Tierakenteen routaantumisella tarkoitetaan sen jäätymistä ja jäätyneen etenemistä maassa. Routarajalla tarkoitetaan jäätyneen maakerroksen alarajaa kulloisenakin hetkenä. Routaraja kuvaa samalla maan jäätyneen etenemistä esimerkiksi pakkasajan tai -määrän funktiona. Pakkasajalla tarkoitetaan ajanjaksoa siitä ajankohdasta alkaen, jolloin ilman vuorokausilämpötila laskee ensimmäisen kerran pysyvästi alle 0 °C siihen ajankohtaan, jolloin ilman lämpötila keväällä nousee pysyvästi 0 °C yläpuolelle. Pakkasmäärä tarkoittaa pakkaskauden vuorokausien keskilämpötilojen summaa. Routimisella tarkoitetaan sellaista maan jäätymistä eli routaantumista, jonka yhteydessä maan tilavuus kasvaa ja jonka seurauksena maarakenteen pinnassa tapahtuu routanousua. Routimattoman maan jäätyminen ei synnytä tilavuuden kasvua eikä myöskään routanousua. (Ehrola 1996, s. 82-83)

Maan routimiselle on kolme perusedellytystä. Maan tulee olla routivaa eli yleisesti ottaen riittävän hienorakeista. Routivan maakerroksen tulee jäätyä eli lämpötilan laskea riittävän alas ja vettä tulee olla saatavissa. Mikäli jokin näistä perusedellytyksistä puuttuu tai toteutuu puutteellisesti, routimista ei tapahdu ollenkaan tai routiminen rajoittuu. (Ehrola 1996, s. 98) Routanousut ovat useimmiten epätasaisia johtuen alusrakenteen maalajiominaisuuksien, routimisolosuhteiden ja rakennetekijöiden vaihtelusta. Epätasainen routanousu saa aikaan tiehen epätoivottavia muutoksia ja vaurioita. Syntyneet vauriot ovat yleensä erilaisia päällysteen halkeamia, kuten pituussuuntaisia halkeamia, poikkihalkeamia ja epämääräisiä ajokaistahalkeamia. (Belt et al. 2002, s. 52) Vaikka päällysrakenteen materiaalien onkin oltava routimattomia (InfraRYL 2010), niissä saattaa kuitenkin tapahtua vähäistä routimista, jolloin niiden tiiveys heikkenee. Maan sulettua kuormituksen alla tapahtuu tiivistymistä, joka ilmenee päällysteen urautumisena.

## Vesi

Tierakenteessa on aina vettä vapaan veden, kapillaariveden, sidotun veden tai vesihöyryn muodossa (Ehrola 1996, s. 119). Vapaana oleva vesi voi suuressa määrässä aiheuttaa tierakenteelle rakennekerrosten lujuuden alenemista. Siksi onkin tärkeää huolehtia riittävästä kuivatuksesta. Sademäärällä on suoranainen yhteys myös pohjaveden korkeuteen ja sitä kautta routimisolosuhteisiin. Kosteus tien pinnalla on myös vahingollinen päällysteen kestävyyskannalta. Erityisesti päällysteen nastarengaskuluminen lisääntyy märkänä voimakkaasti (Ehrola 1996, s.32). Tierakenteen kostuminen lisää aina deformaatioriskiä. Kantavan kerroksen materiaaleilla rakenteen kylästyminen laskee jäykkyyshuomion 10...50 % materiaalin hienoainespitoisuudesta riippuen (Laaksonen et al. 2004). Rakenteen jäykkyyden aleneminen lisää merkittävästi deformaatiota.

Erityisiä ongelmia vesi aiheuttaa maan jäätyessä ja sulaessa. Maan sulamisesta aiheutuvaa kantavuuden pienenemistä kutsutaan sulamispehmenemiseksi (Kuva 16). Ongelmia aiheuttaa rakenteessa oleva ylimääräinen vesi sekä routivan alusrakenteen löyhtyminen. Keväällä roudan sulaessa vapautuva vesi kyllästää sulavan maan vedellä. Sulaminen alkaa yleensä rakenteen yläosasta kohti routarajaa. Koska sulaminen tapahtuu pääasiassa ylhäältä päin, vesi pääsee poistumaan vain ylös tai sivulle. Sulaan maan alapuolisen maan ollessa vielä jäässä ylimääräisen veden poistuminen hidastuu. Mikäli purkautumisreittiä ei ole järjestetty, pohjamaa pysyy pitkään veden kyllästämänä ja huonosti kantavana.



Kuva 16. Sulamispehmeneminen (Ehrola 1996, s. 98)

Roudan sulamisen etenemisestä johtuen pysyviä muodonmuutoksia eli urautumista tapahtuu alkukeväästä päällysrakenteen sitomattomissa kerroksissa ja loppukeväästä alusrakenteessa. Vedellä kyllästetyssä maassa liikennekuormitus saattaa nostaa huokosvedenpainetta, koska huokostilassa oleva vesi ei pääse poistumaan. Mitä hienorakeisempaa maa on, sitä huonompi on vedenläpäisevyys ja sitä helpommin huokosvedenpainetta syntyy liikennekuormituksessa. Kantavan sitomattoman kerroksen murskeen vedenläpäisevyys on suuri, jolloin myös huokosvedenpaine purkautuu nopeasti. Kuitenkin alkukeväällä, kun kerroksen yläosa on sulanut ja maa on kyllästynyt vedellä, nopea toistuva kuormitus aiheuttaa huokosvedenpaineen huippuja, jotka purkautuvat nopeasti. Riski on tällöin suurin ajoneuvoilla, joissa on useampi akseli peräkkäin. Huippujen aikana maan leikkauslujuus laskee ja voi tapahtua pysyviä leikkausmuodonmuutoksia. Materiaalin hienoainespitoisuudella on suuri merkitys muodonmuutosten kehittymiselle. (Ehrola 1996)

### Lämpötila

Lämpötilamuutokset vaikuttavat erityisesti tien sidottuihin rakennekerrokseen synnyttäen niihin lämpöjännityksiä. Lisäksi lämpötilamuutokset aiheuttavat bitumilla sidottuihin rakennekerrokseen jäykkyyksimuutoksia, jotka puolestaan vaikuttavat näiden rakenteiden kantavuuteen. Talvella päällysteen lämpötilan laskiessa asfalttilaatta pyrkii kutistumaan. Kutistuminen on kuitenkin estetty sitomattomien kerrosten tartunnan vuoksi, jolloin päällysteeseen syntyy vetojännityksiä, jotka saavat aikaan halkeamia. Näitä halkeamia kutsutaan myös pakkaskatkoiksi. Pakkashalkeamat syntyvät ensin päällysteen yläpintaan, jossa kutistumisjännitykset ovat suurimmillaan. Halkeamat etenevät lämpötilan laskun myötä päällysteen läpi myös muuhun päällysrakenteeseen. Päällysteeseen syntyy yleensä säännöllisin välein tien poikkisuuntaisia halkeamia, jotka katkaisevat asfaltin ja usein myös sen alla olevat kerrokset. (Ehrola 1996) Lämpöjännitysten muodostumiseen vaikuttaa myös bitumin viskoelastisuudesta johtuva jännitysten purkautuminen. Lämpöjännitykset häviävät korkeissa lämpötiloissa lähes kokonaan, mutta alhaisissa purkautuminen on enää hyvin vähäistä. Alle + 20 °C lämpötiloissa päällysteen lämpötilan laskiessa lämpöjännitykset alkavat kasvaa kiihtyvällä nopeudella. Vaikka päällysteen vetolujuus kasvaa lämpötilan laskiessa, tietyn lämpötilan jälkeen vetolujuus alkaa laskea. Lämpöjännitysten ylittäessä päällysteen vetolujuuden syntyy halkeama. (Belt et al. 2002, s. 57)

Tierakenteen sitomattomiin kerrokseen ja alusrakenteeseen lämpötila vaikuttaa lähinnä jäätymisen kautta. Sitomattomien materiaalien jäykkyys kasvaa. Jäykkyyden lisääntyminen riippuu materiaalin vesipitoisuudesta. Hienorakeisissa maalajeissa on tyypillisesti enemmän vettä, joka jäätyessään kasvattaa jäykkyyttä karkeita maalajeja enemmän.

## 3.2 Tie- ja katurakenteen mitoitus

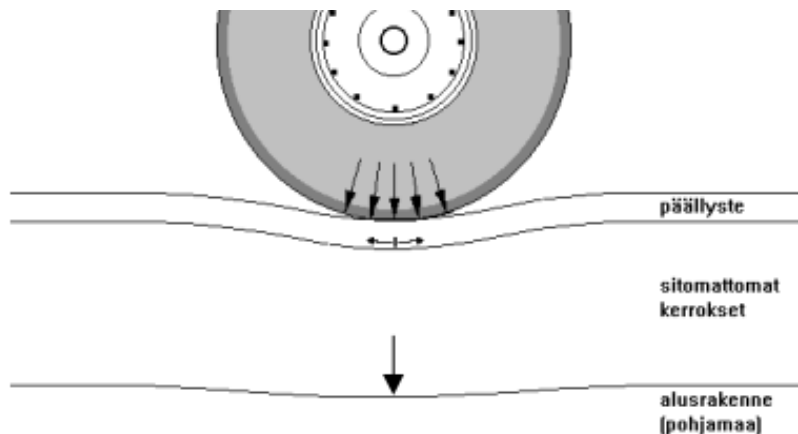
### 3.2.1 Mitoitusperiaate

Tien päällysrakenteen mitoitus voi perustua joko empiirisiin tai mekanistisiin malleihin, tai näiden yhdistelmänä niin sanottuihin mekanistis-empiirisiin malleihin. Empiirinen malli perustuu kenttähavaintoihin. Mekanistinen malli perustuu tierakenteen mitoittamiseen analyyttisen teorian mukaan laskettujen jännitysten ja muodonmuutosten perusteella. Mekanistisen mallin etuna on, että mallia voidaan käyttää periaatteessa mille tahansa materiaalille tai rakennetyypille, kunhan käytettävän analyytti-



sen mallin tarvitsemat parametrit tunnetaan. Empiiristä mallia voidaan käyttää vain niille materiaaleille ja rakennetyypeillä, joihin kyseinen malli on kehitetty. (Juvankoski & Laaksonen 2001) Yleisesti käytössä oleva *Tierakenteen suunnittelu*-ohjeen (Tiehallinto 2004) mitoitusmenettely perustuu empiiriseen malliin ja se on esitelty lyhyesti kappaleessa 3.2.2.

Tien kestävyydellä eli kestoiällä tarkoitetaan käytännössä aikaa tai kuormitusten määrää, jolloin tie on vaurioitunut niin paljon, että sen palvelutaso ei ole enää hyväksyttävällä tasolla. Tien palvelutaso sisältää seuraavat tienkäyttäjien kokemat tierakenteen ominaisuudet: tien pituus- ja poikkisuuntainen tasaisuus, päällysteen pinnan ominaisuudet ja pinnan suuri taipuma pyörän alla. Sorateillä palvelutasoon kuuluvat myös pölyäminen, irtosoran määrä, kuraisuus ja pinnan upottavuus märkänä aikana. Käytännön mitoituksessa tarkasteltavat muodonmuutokset ovat tien rakenteen kriittiset muodonmuutokset (Kuva 17) eli sidottujen rakennekerrosten alapinnan veto-muodonmuutos ja alusrakenteen yläpinnan pystysuora puristusmuodonmuutos. (Ehrola 1996, s. 225) Ohutpäällysteisillä teillä sitomattomaan kantavaan kerrokseen kohdistuvat rasitukset voivat olla myös määrääviä.



Kuva 17. Pyöräkuorman aiheuttamat jännitykset ja kriittiset muodonmuutokset tierakenteessa (Pihlajamäki 2001)

Mitä paksummat ja jäykemmät rakennekerrokset ovat, sitä määräävämmäksi päällysrakenteen yläosan kyky vastustaa kuormituksia muodostuu. Heikoilla rakenteilla pohjamaan muodonmuutoksista aiheutuva vaurioituminen voi muodostua määrääväksi. (Juvankoski & Laaksonen 2001) Tien päällysrakenne suunnitellaan ja mitoitetaan kes-tämään liikennekuormituksesta, roudasta ja sääolosuhteista aiheutuvat rasitukset. Päällysrakennemitoitukseen liittyy läheisesti myös kuivatuksen suunnittelu, sillä osa päällysrakennemateriaalien mitoitusparametreista on kosteustilasta riippuvia.

Yleisesti käytetään lineaariseen kimmoteoriaan perustuvia monikerroslaskentaa tierakenteiden mitoittamisessa ja toiminnan arvioinnissa. Liikenteen kuormituksen monimutkaisuuden ja tierakennemateriaalien käyttäytymisen vuoksi laskentamenetel-yissä on jouduttu tekemään lukuisia lähtöoletuksia ja yksinkertaistuksia. Tienraken-nusmateriaalien laskentaotaksumista poikkeavat ominaisuudet pyritään ottamaan huomioon siten, että käytetään mitoitusolosuhteita vastaavia materiaaliparametreja. (Belt et al. 2006)

Malleilla lasketut tierakenteen kestävyys poikkeavat huomattavastikin toisistaan, mikä vaikeuttaa mallien valintaa ja soveltamista erityyppisiin rakenteisiin ja vaihteleviin ilmasto-olosuhteisiin. Yleisesti käytetyt mallit on kehitetty maissa, missä sidottujen kerrosten yhteispaksuus on tyypillisesti suuri ja sitomattomien kerrosten pieni. Myös Suomen ilmasto- ja maaperäolosuhteet poikkeavat useimmista muista maista. Edellä mainituista syistä johtuen muissa maissa kehitettyjen mallien soveltaminen Suomen olosuhteisiin on ongelmallista. Olosuhteiden osalta tulisikin tuntea tarkoin päällysteen ja ilman lämpötilat, rakenteen routaantuminen, sitomattomien kerrosten ja alusrakenteen kosteudet sekä niiden merkitys vaurioitumisessa. (Belt et al. 2006)

### 3.2.2 Kuormituskestävyys

Kuormituskestävyydellä tarkoitetaan tierakenteen kykyä vastustaa haitallisesti vaurioitumatta tai deformatiivisesti kumulatiivisesta liikennesituksesta johtuvia jännityksiä ja muodonmuutoksia. Päällysrakenteen rakenneosien tehtävänä on saada yhdessä aikaan tierakenteen riittävä kuormituskestävyys. Tierakenteen kuormituskestävyyden tulee olla riittävä liikennemäärään nähden. (InfraRYL 2010) Suomessa on perinteisesti käytetty Odemarkin menetelmään perustuvaa mitoitusmenetelmää, jossa käytetään kokemusperäisiä tavoitekantavuuksia. Odemarkin mitoitusyhtälö pohjautuu Nils Odemarkin (1949) kehittämään laskentakaavaan. Suunnittelu jakautuu routa- ja kuormituskestävyysmitoitukseen. Routamitoitus määrää päällysrakenteen kokonaispaksuuden. Kuormituskestävyysmitoitus määrittelee eri rakennekerrosten paksuudet.

Kuormitusluokat ja niitä vastaavat tavoitekantavuudet kuormituskestävyysmitoitusta varten valitaan normaalisti päällystetyypin ja kuormituskertaluvun avulla perinteisillä rakenteilla. Tavoitekantavuus riippuu myös kantavan kerroksen laadusta, mm. stabiilintavasta. Kantavuuteen eli rakenneosan pinnan jäykkyyteen vaikuttaa materiaalin homogeenisuus, vesipitoisuus, rakeisuus ja hienoainepitoisuus. Kuormituskestävyysmitoituksessa on tavoitteena liikennekuormituksen aiheuttamien vaurioiden estäminen. (InfraRYL 2010)

*Tierakenteen suunnittelu*-ohjeen (2004) mukaisessa kantavuusmitoituksessa tavoitteena on tietty rakenteen pinnalta mitattavissa oleva rakenteen kokonaisjäykkyys eli tavoitekantavuus, joka riippuu tien mitoitusliikennemäärästä. Liikenteen aiheuttamaa rasitusta kuvataan kuormituskertaluvulla (KKL) eli standardiakselin ylityskertojen lukumäärällä. *Tierakenteen suunnittelu*-ohjeessa kuormituskertaluku lasketaan kaistakohtaisesti 20 vuoden ajalta, vaikka päällyste kestää todellisuudessa lyhyemmän ja muu rakenne pidemmän ajan. Kaistakohtaisen kuormituskertaluvun (KKL<sub>KAISTA</sub>) laskenta on esitetty suunnitteluohjeessa (Tiehallinto 2004).

Tien päällysrakenne mitoitetaan tapauskohtaisesti materiaalien ja alusrakenteen laadun mukaan. Kuormitusluokat ja niitä vastaavat tavoitekantavuudet valitaan päällystetyypin ja kuormituskertaluvun avulla. Tavoitekantavuudet vastaavat levykuormituskokeella saavutettavia kevätkantavuuksia. Kullekin rakennekerrokselle voidaan asettaa oma tavoitekantavuutensa, mutta tavoitekantavuus päällysteen päältä on ensisijainen mitoitusperuste. Julkaisussa *Tierakenteen suunnittelu* on esitetty kuormitusluokittain tavoitekantavuudet ja päällysteen vähimmäispaksuudet. Katurakenteille on olemassa omat tiukemmat tavoitekantavuudet, jotka määräytyvät katuluokan mukaan.

Päällysrakenteen mitoituksessa käytettävät moduulit on esitetty kulloinkin voimassa olevassa julkaisussa *Tietoa tiensuunnitteluun nro 71D -Tien päällysrakenteen mitoituksessa käytettävät moduulit ja kestävyysmallit (Tiehallinto 2005)*. Ohje sisältää Odemarkin mitoituksessa käytettävät päällysrakennemateriaalien E-moduulit sekä monikerroslaskennalla (APAS 3.0) tehtävässä kuormitusmitoituksessa käytettävät päällysrakennemateriaalien E-moduulit ja kestävyysmallit. Ohjeessa on moduuliarvoja ainoastaan muutamille uusiomateriaaleille: Betonimurskeelle, masuunihiekalle, masuunikuonamurskeelle ja kappalekuonalle. *Tuhkarakentamisen käsikirjassa (2012)* on lisäksi esitetty tuhkien ja tuhkia sisältävien kerrosstabilointien osalta moduuliarvoja Odemarkin mitoitusta varten (Taulukko 8).

*Taulukko 8. Odemarkin kuormitusmitoituksessa käytettävät tuhkien ja kerrosstabilointien moduulit ja Odemarkin lisäehto 1:n n-parametrit (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s.30, muokattu)*

Käyttöluokka	E-moduuli [MPa]	n
LT1	600	10
LT2	300	6
LT3	100	6
LT4	50	6
PT1	50	6
Kerrosstabilointi 1	1500	18
Kerrosstabilointi 2	3500	35

Maamateriaalit on ryhmitelty kelpoisuusluokan ja olosuhteiden mukaan alusrakenneluokkiin. Alusrakenneluokan perusteella saadaan routaturpoama  $t$  ja Odemarkin kantavuuskaavassa ja monikerroslaskennassa käytettävä alusrakenteen moduuli  $E$ .

#### Kuormituskestävyysmitoitus Odemarkin kaavalla

Odemarkin kaavaan perustuvassa kantavuusmitoituksessa rakenteen pinnalta mitattavissa olevan rakenteen kokonaisjäykkyyden tulee saavuttaa tietty vähimmäisarvo eli tavoitekantavuus. Kantavuusmitoituksen lähtötietoina tarvitaan päällystämateriaalin, sitomattomien rakennekerrosten ja pohjamaan jäykkyydet eli E-moduulit mitoitusolosuhteissa. Kerrospaksuuksia optimoimalla etsitään rakenne, jolla vaadittu tavoitekantavuus toteutuu. Odemarkin mitoituskaavaa käytettäessä sitomattomia kerroksia laskettaessa sopiva kerrospaksuus on normaalisti 200...300 mm ja lisäehto 1 käytettäessä 150...200 mm. Tätä paksummat kerrokset jaetaan laskennassa useampaan osaan. Odemarkin mitoituskaava (6):

$$E_p = \frac{E_A}{\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2}}\right) \frac{E_A}{E} + \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2 \left(\frac{E}{E_A}\right)^{2/3}}}}, \quad (6)$$

missä

$E_A$  on mitoitettavan kerroksen alta saavutettava kantavuus (MPa),  
 $E_P$  on mitoitettavan kerroksen päältä saavutettava kantavuus (MPa),  
 $E$  on mitoitettavan kerroksen materiaalin E-moduuli (MPa),

$h$  on mitoitettavan kerroksen paksuus (m) ja  
 $a$  on levykuormituslaitteen kuormituspinnan säde, 0,15 m.

Lisäehto 1: Sitomattoman kerroksen käyttökelpoinen E-moduuli on enintään  $6 \cdot E_A$  ja osittain sidottujen enintään  $n \cdot E_A$ , missä kerroin  $n$  saadaan julkaisusta *Tietoa tiensuunnitteluun 71* tai *Tuhkarakentamisen käsikirjassa* esitetyistä taulukoista.

Lisäehto 2: Yhteen liimaantuneet, ehjät bitumilla sidotut kerrokset, joiden  $E > 1500$  MPa, lasketaan yhtenä kerroksena, jonka moduuliksi otetaan osakerrosten moduulien paksuuksilla painotettu keskiarvo. Ehto voi täytyä vain, kun AB-kerrosten bitumipitoisuus on vähintään 3,8 % ja massa on asemasekoitteista. Pelkästään PAB-päällysteitä sisältävissä rakenteissa bitumipitoisuuden pitää olla vähintään 3,1 % ja E-moduulin vähintään 1400 MPa. samassa rakenteessa olevat PAB- ja AB-kerrokset eivät ole tässä mielessä yhteen liimaantuneita vaan ne lasketaan erillisinä kerroksina.

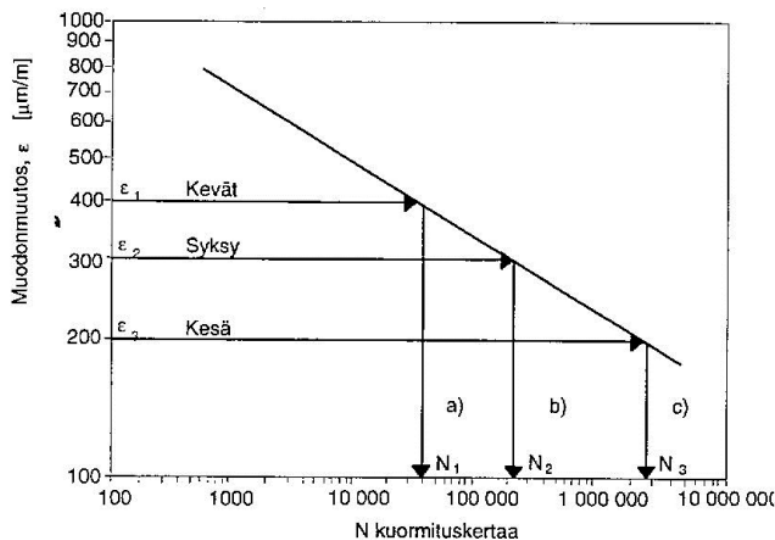
Odemarkin menetelmän etuna on yksinkertaisuus. Menetelmä toimii kohtuullisen hyvin tavanomaisten tie- ja katurakennetyyppien yhteydessä, joista on pitkäaikaista kokemusperäistä tietoa. Kantavuusmitoituksen käyttöön liittyy kuitenkin riskejä epävanomaisten rakenneratkaisujen yhteydessä. Vuodenaikojen välistä vaihtelua ei pystytä myöskään huomioimaan toisin kuin analyyttisessä mitoituksessa. Kaavassa myös oletetaan rakenteen jäykkyyden kuvaavan suoraan rakenteen kestävyyttä, mikä ei todellisuudessa aina pidä paikkansa. Jäykkä kerros voi olla hauras, jolloin rakenne vaurioituu nopeasti, mikäli jäykän kerroksen alapintaan syntyy toistuvaa vetojännitystä.

### Analyyttinen mitoitus

Analyyttisessä mitoituksessa rakenteen käyttäytymistä tutkitaan kuormitusten aiheuttamien jännitysten, muodonmuutosten ja taipumien avulla. Kuormituksen aiheuttamien vasteiden analyyttinen määrittäminen edellyttää käytettyihin materiaaleihin vaikuttavien jännitysten ja niiden aiheuttamien muodonmuutosten välisten yhteyksien tuntemista. Näitä yhteyksiä kuvataan materiaalimalleilla. (Ehrola 1996) Analyyttinen mitoitus on perinteistä kokemusperäistä mitoitusta monimutkaisempi ja edellyttää tietokoneohjelman käyttöä. Mitoitus tehdään suunnittelemalla rakenne niin, että kuormituskestävyyden kannalta kriittisimmät rasitukset jäävät riittävän alhaisiksi. Kriittisillä rasituksilla tarkoitetaan sidottujen kerrosten alapinnan vetomuodonmuutoksia ja pohjamaan pinnan puristusjännityksiä. Useita malleja on kehitetty sekä päällysteiden väsymiskestävyyden, että sitomattomien kerrosten ja alusrakenteen pysyvien muodonmuutosten suuruuden arvioimiseksi. Suurena käytännön ongelmana ovat mallien edellyttämien parametrien määrittäminen. Parametrit riippuvat yleensä materiaalityypistä. Osa parametreista riippuu myös jännitystilasta. Lämpötila ja kuormitus aika (nopeus) vaikuttavat puolestaan merkittävästi bitumilla sidottujen materiaalien käyttäytymiseen. Yleensä ensimmäisten väsymiseen liittyvien tien pinnalla havaittavien vaurioiden syntymiseen menee useita vuosia. Väsymisen osalta moniker-

rosmenettely toimii melko hyvin. Merkittävänä ongelmana on vetorasitusten summaaminen, koska rasitukset riippuvat huomattavasti vaihtelevien liikennekuormitusten lisäksi vaihtelevista olosuhteista kuten lämpötilasta, kosteustilasta ja alusrakenteen mahdollisesta routimisesta. (Belt et al. 2006)

Analyttinen mitoitusarkastelu edellyttää, että tunnetaan sidottujen ja sitomattomien kerrosten jäykkyyshmoduuliarvot kuormitusolosuhteita vastaavassa tilassa sekä rakenteen kriittisiä rasituksia vastaavat materiaalien kestävyshmallit. Kuva 18 esittää väsymis-/ deformatumissuorien käytön periaatetta analyttisen mitoituksen yhteydessä. Väsymissuora ilmaisee, kuinka monta kuormitusta materiaali kehtää eri muodonmuutostasoilla ennen kuin siihen ilmaantuu väsymisvaurioita. Mitä suuremmat muodonmuutokset sitä vähemmän materiaali kehtää kuormituksia vaurioitumatta. Lisäksi tarvitaan rakenteen jännitys-muodonmuutostilan analysointiin soveltuva ohjelmisto. Julkaisussa *Tietoa tiensuunnitteluun nro 71D -Tien päällysrakenteen mitoituksessa käytettävät moduulit ja kestävyshmallit* on esitetty myös joitakin analyttiseen mitoitukseen soveltuvia moduuleja sekä mitoituksessa tarvittavia kestävyshmallia tyypillisille päällysrakennemateriaaleille.



Kuva 18. Väsymis-/deformatumissuorien käytön periaate analyttisen mitoituksen yhteydessä (Ehrola 1996)

Tie- ja katurakenteiden kuormituskestävyyden analyttinen mitoitus lähtee liikkeelle koko jännitys-muodonmuutostilan analysoinnista joko kerrosrakennepohjelmalla tai elementtimenetelmään perustuvaa FEM-ohjelmalla (Finite Element Method/Model) käyttäen. Tavoitteena on tunnistaa rakenteesta sen kestävyshden kannalta kriittiset kohdat ja arvioida koko rakenteen kestävyshttä rasitusten perusteella. Päällysteen väsymiseen liittyvä vaurioituminen hallitaan kohtuullisen hyvin, mutta sitomattomien rakennekerrosten ja pohjamaan deformatuminen hallitaan heikommin. Menetelmän etuna on kuitenkin, että sen avulla on mahdollista periaatteessa analysoida minkä tahansa rakenteen toimintaa. (Kolisoja 2015)

Liikennekuormituksen monimutkaisen luonteen sekä tierakenteen kerroksellisen rakenteen vuoksi on niiden vuorovaikutuksen matemaattinen kuvaaminen hankalaa. Analyttisissä kerrosrakennemalleissa joudutaan tyypillisesti tekemään monia idealisointeja. Esimerkiksi rakenteen pinnalla vaikuttaa tasaisesti jakautunut ympyräkuorma, kerrokset ovat tasapaksuja ja vaakasuunnassa äärettömyyteen ulottuvia, pohjamaana on kimmainen puoliavuus ja kerrokset ovat ominaisuuksiltaan isotrooppisia eikä niillä ole omaa painoa. Kerrosrakennemallin ratkaisu perustuu tavallisesti Burmisterin teoriaan. Useimmissa saatavilla olevissa ohjelmissa rakenteen materiaalit kuvataan kerroksittain lineaarisesti kimmoisina eli moduuli on vakio. Myös moduuli- arvojen jännitystilarippuvuuden kuvaamisen mahdollistavia kerros-rakenneohjelmia on saatavilla esimerkiksi APAS ja Kenlayer. (Kolisoja 2015)

Perinteisessä FEM-laskennassa tarkasteltava geometria ja matemaattinen ongelma jaetaan geometrisesti yksinkertaisiin elementteihin, joissa tarkasteltavia suuria voidaan approksimoida yksinkertaisilla matemaattisilla yhtälöillä. Elementit ovat yhteydessä toisiinsa jatkuvuus-, tasapaino- ja muiden reunaehtojen kautta. Elementtimenetelmän ratkaisun tarkkuus riippuu muun muassa elementtiverkon tiheydestä ja siitä miten hyvin yksittäisten elementtien käyttäytymistä kuvaavat funktiot vastaavat tarkasteltavaa tapausta. (Reddy 2015)

### 3.2.3 Routakestävyys

Suomen olosuhteissa tierakenteen mitoituksessa on otettava huomioon tierakenteen jäätyminen ja roudan vaikutus rakenteen kestävyys. Routakestävyydellä tarkoitetaan tierakenteen kykyä vastustaa epätasaisesta routimisesta aiheutuvaa tien pinnan epätasaiseksi tuloa ja halkeamien syntymistä sekä sulamispehmenemisen seurauksena syntyviä rakenteen ja pohjamaan pysyviä muodonmuutoksia (InfraRYL 2010). Käytännön suunnittelutyötä varten on maalajien routivuudelle laadittu erilaisia luokituksia. Luokitukset perustuvat joko laboratoriotutkimuksiin tai kenttähavaintoihin. Yksinkertaisin luokitus perustuu maalajin rakeisuuteen ja siitä saatuihin tunnuslukuihin, tiettyjen seulojen läpäisyprosentteihin. Routakestävyttä voidaan arvioida esimerkiksi routanousun tai roudan tunkeutumissyvyyden avulla. Routamitoitus määrää usein päällysrakenteen kokonaispaksuuden.

#### Laskennallinen routanousu

Tien routakestävyttä voidaan arvioida laskennallisen routanousun avulla. Tien suurin sallittu laskennallinen routanousu ( $RN_{sall}$ ) riippuu tien luokasta, rakenteen kestävydestä ja pohjaolosuhteiden tasalaatuisuudesta (InfraRYL 2010). Tasalaatuisella pohjalla routanousu on pääosin tasaista. Suuri routanousu aiheuttaa kuitenkin pituushalkeamia varsinkin kapeilla teillä. Suuri routanousu tai sen epätasainen sulaminen aiheuttavat myös toistuessaan aina lisää pysyvää epätasaisuutta ja halkeamia. Sekalaatuisella pohjamaalla sallitaan pienempi routanousu kuin tasalaatuisella pohjamaalla. Sekalaatuisissa pohjaolosuhteissa routanoususta tulee epätasaista ja loh-kareisilla paikoilla epätasaisuuksista tulee pysyviä. (Tiehallinto 2004, s.40)

Laskennallinen routanousu voidaan laskea mm. julkaisussa *Tierakenteen suunnittelu* (2004) esitettyä menettelyä ja parametreja käyttäen. Taulukosta saatavaa suurinta sallittua routanousua  $RN_{sall}$  verrataan seuraavilla kaavoilla saatuu laskennalliseen routanousuun  $RN_{lask}$ . Routamitoituksessa käytetään paikkakunnalla kerran kymmenessä vuodessa ylittyvää pakkasmäärää ja kohteen olosuhdetekijöitä. Kokonaan routimattoman tierakenteen laskennallinen routanousu ( $RN_{lask}$ ):

$$RN_{lask} = (S - a_1 \cdot R_1 - a_2 \cdot R_2 \text{ jne.}) \cdot \frac{t}{100} \quad (7)$$

Jos rakenteessa käytetään lievästi routivia materiaaleja, routanousu lasketaan kaavalla

$$RN_{lask} = (S - a_1 \cdot R_1 - a_2 \cdot R_2 - a_{rva} \cdot R_{rva} \text{ jne.}) \cdot \frac{t}{100} + R_{rva} \cdot \frac{t_{rva}}{100} \quad (8)$$

joissa

$RN_{lask}$	on laskennallinen routanousu (mm),
$S$	mitoitusroudansyvyys (mm),
$R_i$	routimattoman kerroksen paksuus (mm), $i$ on kerroksen numero,
$a_i$	materiaalin vastaavuus eristävyiden kannalta,
$t$	alusrakenteen routaturpoama (%),
$R_{rva}$	routivan kerroksen paksuus (mm),
$a_{rva}$	routivan kerrosmateriaalin vastaavuus eristävyiden kannalta (yleensä voidaan otaksua $a_{rva}=1$ ) ja
$t_{rva}$	routivan kerrosmateriaalin routaturpoama (%)

Mitoitusroudansyvyyden ( $S$ ) ja sitä vastaavan pakkasmäärän ( $F_{mit}$ ) määrittämisessä on otettu huomioon pohjoisten teiden lumipeitteisyys ja vuotuinen keskilämpötila. Keskimäärin kylmempänä, kerran 10 vuodessa toistuvana talvena routa tunkeutuu karkeasti noin 0,5...0,9 metriä mitoitusroudansyvyyttä ja mitoituspakkasmäärällä laskettua roudansyvyyttä syvemmälle. Tien todellinen routanousu voi olla suurempi kuin laskennallinen routanousu. Suomessa mitoitusroudansyvyys vaihtelee 1,4...2,2 metriin.

Materiaalien vastaavuuksia eristävyiden kannalta on koottu seuraavaan taulukkoon (Taulukko 9). Arvot eri materiaaleille on saatu julkaisusta *Tierakenteen suunnittelu (2004)* sekä tuhkien osalta *Tuhkarakentamisen käsikirjasta (2012)*. Tuhkamateriaaleilla havaitaan luonnonkiviaineksia parempi materiaalin vastaavuus eristävyiden kannalta.

*Taulukko 9. Materiaalin vastaavuus eristävyyden kannalta ( $a_i$ ). Perustuu lähteisiin (Tiehallinto 2004; Tuhkarakentamisen käsikirja 2012)*

Kerrosmateriaali	Materiaalin vastaavuus eristävyyden kannalta, $a_i$
Hiekka	1,0
Bitumilla sidotut	1,0
Sora, murske	0,9
Louhe	0,8
Kuonamurske, kappalekuona	1,6
Kuonahiekka, masuunihiekka	1,7
Kevytsora (KS) 0,7 m syvyydessä, kuivatiheys enintään 400kg/m <sup>3</sup> , KS:n alla 0,15 m kuivatuskerros	4
Suulakepuristettu polystyreeni (XPS) 0,7 m syvyydessä, XPS:n alla 0,15 m kuivatuskerros	20
Paisutettu polystyreeni (EPS) 0,7 m syvyydessä, EPS:n alla 0,15 m kuivatuskerros	15
Lentotuhka	1,7
Pohjatuhka	1,2
Kerrosstabiloitu rakenne (tuhka)	1,0

### Segregaatiopotentiaali

Segregaatiopotentiaali on laskennallinen suure, joka määritetään routatestin tulosten perusteella. Mitä pienempi arvo on, sitä vähemmän routiva materiaali on. Routimattoman materiaalin segregaatiopotentiaalin ( $SP$ ) arvon tulee olla alle 0,5 mm<sup>2</sup>/Kh (InfraRYL 2010). Routivuus voidaan todeta myös rakeisuuden perusteella. Tierakenteen routakestävyyden tarkastelu koostuu kahdesta osasta: routanousun vaikutuksista ja sulamispehmenemisen (kevätkantavuus) vaikutuksista. Sekä routanousun että kevätkantavuuden suuruus riippuvat talven pakkasmäärästä. Routanousuun vaikuttavat lisäksi pohjamaan routivuus ja päällysrakennekerrosten lämmönvastus (paksuus ja laatu). Routimattomien rakennekerrosten paksuus mitoitetaan tieluokalle sallitun routanousun perusteella.



Yksinkertainen menetelmä perustuu likimääräiskaavaan, josta saadaan likimääräinen routanoususuhde ( $\varepsilon_f$ ). Laskennassa tarvitaan routimiskerroin, pakkasmäärä, päällysrakenteen kokonaispaksuus sekä routivan pohjamaan laatu.

$$\varepsilon_f = \frac{\Delta h}{\Delta z} = \frac{2SP}{k^2} + 0,09 \cdot \frac{w_v}{100} = \frac{2SP}{k^2} + 0,09 \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} \frac{w}{100}, \quad (9)$$

missä

$\Delta h$	on	routanousu, mm,
$\Delta z$		routineen maakerroksen paksuus, ( $\Delta z = z_f - z_o$ ), mm,
$SP$		routimiskerroin, mm <sup>2</sup> /Kh,
$k$		routaantumiskerroin ( $z_f = k\sqrt{F}$ , $k \approx 12$ ), mm/ $\sqrt{Kh}$ ,
$z_f$		routan syvyys maan pinnasta, mm,
$F$		pakkasmäärä, Kh,
$w_v$		routineen kerroksen tilavuusvesipitoisuus (maan kuivatiheyden ja vesipitoisuuden tulo jaettuna veden tiheydellä sulassa tilassa), %,
$\rho_d$		routineen kerroksen kuivatiheys sulassa tilassa, t/m <sup>3</sup> ja
$w$		routineen kerroksen vesipitoisuus sulassa tilassa, %.

Lentotuhkat sijoittuvat rakeisuutensa perusteella voimakkaasti routivalle alueelle, mutta lujittumiskykynsä vuoksi lentotuhkien segregatiopotentiaali jää useimmiten vastaavalla rakeisuusalueella esiintyviä silttejä huomattavasti alhaisemmaksi. Tuhkien routivuutta arvioidaan routanousukokeella määritetyn segregatiopotentiaalin arvon perusteella. Hyvin lujittuvat ja jäätymis-sulamissyklejä kestävät lentotuhkat sijoittuvat lähes poikkeuksetta routivuusluokituksessa luokkaan routimaton (Taulukko 10). Heikommin lujittuvat ja huonosti jäätymis-sulamissyklejä kestävät tuhkut luokitellaan useimmiten lievästi routivaan tai routivaan luokkaan. (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s.15)

*Taulukko 10. Segregatiopotentiaaliin perustuva routivuusluokitus (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s. 15)*

Segregatiopotentiaali [mm <sup>2</sup> /Kh]	Routivuusluokitus
<0,18	routimaton
0,18–0,72	lievästi routiva
0,72–3,6	routiva
3,6–7,2	voimakkaasti routiva
7,2–18	erittäin voimakkaasti routiva
>18	äärimmäisen voimakkaasti routiva

Routivuuden arvioinnissa kannattaa käyttää apuna myös jäätymis-sulamistestausta, sillä esimerkiksi routimattomaksi luokiteltu lentotuhka saattaa jäätymis-sulamissykliensä seurauksena heiketä siten, että se muuttuu routivaksi. Tuhkarakenteen pitkäaikaiskestävyys edellyttää routimatonta ja hyvin jäätymis-sulamissyklejä kestävästä rakennetusta. Routiessaan lujittunut tuhka halkeilee ja sen ominaisuudet vähitellen heikkenevät. Routivuusluokitusta ja jäätymis-sulamiskestävyyttä voidaan kuitenkin parantaa sideainelisyksellä. (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s.15)

### Roudan tunkeutumisvyvyys

Roudan suurinta tunkeutumisvyvyttä voidaan arvioida esimerkiksi kirjassa *Liikenneväylien rakennesuunnittelun perusteet* (Ehrola 1996, s. 84-92) esitetyllä laskentamennettelyllä. Maan lämpötila jäätymisprosessin alussa otaksutaan positiiviseksi vakioksi ( $+T_s$ ), jonka suuruus on sama kuin tarkasteltavan paikkakunnan ilman lämpötilan vuosikeskiarvo. Jäätymisprosessin alkuhetkellä  $t=0$  otaksutaan maanpinnan lämpötilan laskevan äkkiä negatiiviseen lämpötilaan  $-T_t$ , pysyen tämän jälkeen vakiona. Lämpötila  $-T_t$  edustaa tällöin tarkasteltavan pakkaskauden keskilämpötilaa. Lisäksi oletetaan, että jään muodostuminen alkaa lämpötilassa  $T_f = 0\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Roudan syvyyden laskemiseksi saadaan näillä lähtöolettamuksilla seuraava kaava

$$\xi = \sqrt{\frac{2\lambda t \left( |T_t| - S\xi \frac{dT_2}{dx} \right)}{iW\gamma + C_1T_s - \frac{1}{2}C_2T_t}}, \quad (10)$$

jossa

$\xi$	on	roudansyvyys, m,
$\lambda$		lämmönjohtavuus, W/Km,
$i$		veden jäätymlämpö, W/kg,
$C_1$		sulan maan tilavuuslämpökapasiteetti, Wh/m <sup>3</sup> K,
$C_2$		jäätyneen maan tilavuuslämpökapasiteetti, Wh/m <sup>3</sup> K,
$S$		kerroin 0,7...1,
$W$		kosteuspitoisuus paino-osina,
$\gamma$		kuivatilavuuspaino, kg/m <sup>3</sup> ,
$t$		pakkasaika, h,
$T_s$		maan lämpötila jäätymisprosessin aikana, $^{\circ}\text{C}$ ,
$T_t$		maanpinnan lämpötila jäätymisprosessin aikana (vuoden keskilämpötila), $^{\circ}\text{C}$ ja
$dT_2/dx$		lämpötilagradientti routarajan alla, $^{\circ}\text{C}/\text{m}$ .

Kun

$$F_{red} = |T_t|t - S\xi \frac{dT_2}{dx}t = F - S\xi Gt \quad (11)$$

ja

$$q = iW\gamma + C_1T_s - \frac{1}{2}C_2T_t, \quad (12)$$

saadaan roudansyvyydelle laskentamalli homogeenisessa maarakenteessa

$$\xi = \sqrt{\frac{2\lambda}{q}} F_{red}. \quad (13)$$

Edellä esitettyä roudansyvyysmallia voidaan soveltaa myös kerroksellisen tierakenteen roudansyvyyden laskemiseen käyttämällä ns. osittaispakkasmenetelmää. Tämän menetelmän mukaan lasketaan kunkin kerroksen jäätymiseen tarvittava pakkasmäärä  $F_n$  erikseen. Roudan tunkeutumissyvyyden arviointi voidaan tällöin tehdä kaavalla

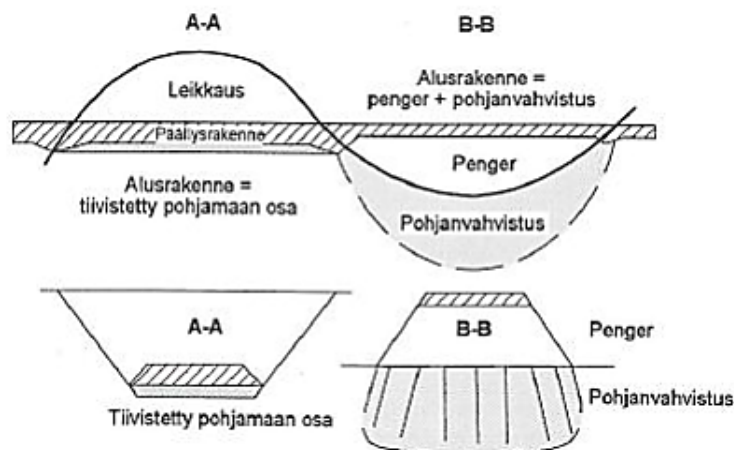
$$d_n = -\lambda_n \sum_{k=1}^{n-1} \frac{d_k}{\lambda_k} + \sqrt{\lambda_n^2 \left( \sum_{k=1}^{n-1} \frac{d_k}{\lambda_k} \right)^2 + \frac{2\lambda_n}{q_n} \left( F_{red} - \sum_{k=1}^{n-1} F_k \right)}, \quad (14)$$

missä

$d_n$	on roudan syvyys alusrakenteessa (alimmassa kerroksessa), m,
$d_k$	jäätynneiden kerrosten vahvuudet (rakenteiden paksuus), m,
$\lambda$	lämmönjohtavuus, W/Km,
$q_n$	lämpökapasiteetti,
$F_{red}$	redusoitu pakkasmäärä ja
$\Sigma F_k$	pakkasmäärä, päällysrakennekerrosten jäätymiseen käytetyt pakkasmäärät.

### 3.2.4 Alus- ja päällysrakenteen yhteistoiminta

Tie- ja katualueiden rakenteissa voidaan erottaa kaksi toiminnallista ja rakenteellista osaa; alusrakenne ja päällysrakenne (Kuva 19). Kun liikennealueen korkeustaso edellyttää maaleikkausta, alusrakenteella tarkoitetaan tiivistettyä pohjamaata. Kun taseaus on tiiviiseen pohjamaahan nähden korkealla, rakennetaan alusrakenteeksi penger. Heikosti kantavalla pohjamaalla alusrakenteen parantamiseksi voi kyseeseen tulla pohjanvahvistus. Alusrakenteen tehtävä on muodostaa riittävän tasalaatuinen, kantava ja painumaton alusta päällysrakenteelle. (Ehrola 1996) Päällysrakenteen tehtävä on ottaa vastaan liikenteestä aiheutuva kuormitus ja jakaa kuormat tasaisesti alusrakenteelle. Pohjamaan materiaali ja märkyys on tutkittava kattavasti. Pohjamaan tasalaatuisuus pystytään tutkimaan luotettavasti vain tasaisilta savi-, siltti- ja hiekka-alueilta, mikä on huomioitava alusrakeenluokkaa valittaessa. Maamateriaalit ryhmitellään kelpoisuusluokan ja olosuhteiden mukaan alusrakenneluokkiin (Taulukko 11). Alusrakenneluokan perusteella saadaan routaturpoama  $t$  ja Odemarkin kantavuuskaavassa ja monikerroslaskennassa käytettävä alusrakenteen moduuli  $E$  päällysrakenteen mitoittamista varten. (Tiehallinto 2004)



Kuva 19. Alusrakenteen ja päällysrakenteen muodostuminen (Ehrola 1996)

Taulukko 11. Alusrakenneluokat (Tiehallinto 2004, s.37)

Luokka	A	B	C	D	uE	uF	uG	uH	uI
Moduuli MPa	280	200	100	70	50	35	10	20	20
t-arvo, %	0	0	0	0	3	6	6	12	16
Maalaji tai kelpoisuus luokka ja märkyys	Louhe	Murske	kuS1 mS1	kuS2 kuH1 mH1	mS2 kuS3 kuH2 mH2	mS3 kuH3-4 kuS4 jäySa staSi staSiMr staSa	pehSa Lj	mS4 mH3-4 kuSi kuSiMr kerrall. kuSa/Si	mSi, mSiMr, kerrall. mSa/Si

Taulukon merkinnät: **ku** = kuiva, **m** = märkä ja normaali, **sta** = stabiloitu  
**jäy** = jäykkä ( $s_u \geq 40$  kPa), **peh** = pehmeä ( $s_u < 40$  kPa), **kerrall.** = kerrallinen

Syy vaurioitumiseen ei aina löydy tien tai kadun päällysrakenteesta vaan syy saattaa olla alusrakenteesta. Pohjamaan geoteknisellä kantavuudella tarkoitetaan pohjamaan kantokykyä, kun päälle rakennetaan jokin rakenne. Kantavuutta arvioidaan pohjamaan stabiliteetin, kokonaispainuman ja painumaerojen perusteella. Epätasainen painuminen johtaa epätasaiseen tiehen, mikä sen lisäksi että haittaa ajomukavuutta, lisää ajoneuvon tielle aiheuttamaa kuormitusta. Kuormituslisäyksen seurauksena vaurioituminen kiihtyy edelleen. Pehmeillä pohjamailla, kuten savella ja turpeella, päällysrakenteen omapaino aiheuttaa pohjamaan painumaa. Pehmeiköillä rakennettaessa tierakenteista aiheutuvat kuormat ovat olosuhteisiin nähden suuria ja aiheuttavat siten ongelmia suurien painumien ja alhaisen penkereen tai alueellisen vakavuuden kautta. Erilaisilla kevennysrakenteilla saadaan tiepenkereen aiheuttamaa kuormitusta pienennettyä ja siten vähennettyä haitallista painumaa. Kevennysrakenteet ovat maarakenteita, joissa tavanomainen luonnonkiviaineksesta tehty täyttö tai rakennekerros korvataan tilavuuspainoltaan kevyemmällä materiaaleilla (Liikennevirasto 2012). Kuormia pienennettäessä vakavuus paranee ja muutkin maan liikkeet pienenevät. Geoteknisessä mitoituksessa kuormien vaikutukset ovat kuitenkin yleensä kuormien ja rakenteen mittojen lisäksi materiaaliominaisuuksien funktioita. Esimerkiksi ulkoisesta kuormasta aiheutuva maanpaine riippuu maan lujuusominaisuuksista. Maan ominaisuuksilla tarkoitetaan yleisesti kaikkia maan mekaanisia ominaisuuksia, kuten lujuus, tilavuuspaino ja muodonmuutosominaisuudet. (Liikennevirasto 2011a, s.17–21)

Pohjamaan ja päällysrakenteen yhteistoiminnan kannalta tärkeä seikka on myös niiden jäykkyyksien keskinäinen suhde. Pohjamaan on tarjottava päällysrakenteelle riittävän jäykkä alusta, jotta siihen ei muodostu hallitsemattomasti vetojännityksiä. Ras-  
kaiden ajoneuvojen tapauksessa oleellista on myös se, että liian joustavalla pohjamaalla rakenteeseen mobilisoituvat kokonaismuodonmuutokset kasvavat, kun peräkäisten akseleiden kautta välittyvien kuormien vaikutus yhdistyy. Päällysrakenteen paksuus määräytyy Suomessa tyypillisesti routamitoituksen perusteella. Pohjamaan routivuus määritetään tavallisesti materiaalin rakeisuuteen perustuvaa luokitusta käyttäen. Paksun tierakenteen omapaino on luonnollisesti ohutta päällysrakennetta suurempi. Ohut päällysrakenne on kuitenkin alttiimpi pohjamaan routimiselle. Pohjamaa myös deformatuu herkemmin ohuen päällysrakenteen alla. Pohjamaan alhainen stabiilitetti johtaa hitaaseen leikkauslujuuden muutokseen maassa, mikä johtaa tien painumiseen.

Kuivatus on tärkeä tekijä, kun puhutaan tien pitkäaikaisesta käyttäytymisestä. Tieympäristön maastonmuodoilla, pohjamaan maalajilla ja vuodenaikojen vaihtelulla on suuri merkitys. Keväällä roudan sulamisen aikaan tien pintaosa on sula, mutta alempi tierakenne on edelleen jäässä, jolloin yläosan sulamisvedet eivät pääse poistumaan alla oleviin kerroksiin. Ongelma korostuu heikoilla tierakenteilla ja etenkin sorateilla, joihin voi sulamisvaiheessa syntyä suuria muodonmuutoksia. Ohuilla tierakenteilla pohjamaahan voi muodostua paksu routakerros, jonka sulaessa pohjamaassa on runsaasti vettä ja sen kantavuus on hyvin alhainen. Tierakenne johtaa yleensä paremmin vettä kuin pohjamaa. Sivuojissa korkealla oleva vesi pyrkii poistumaan helpommin vettä läpäisevään tierakenteeseen heikentäen sen kantavuutta. Sivuojissa korkealla oleva vedenpinta saa aikaan myös reunapainumia ja luiskien sortumia. Tien päällysy- ja alusrakenne pysyvät jatkuvasti märkinä, mikä edesauttaa hienorakeisilla pohjamailla ja heikkolaatuisilla rakennekerrosmateriaaleilla myös routimista. Vapaa vesi voi myös padottua tierakenteeseen, jos veden pois pääsy estyy tiiviin pohjamaan muodostamaan altaan tai tien alla kalliossa olevan painanteen vuoksi. Allas voi muodostua, mikäli pehmeällä pohjamaalla oleva tierakenne ei pysty jakamaan kuormitusta tasaisesti ja pohjamaa syrjäytyy pyöräkuorman alta sivuille päin. Tällöin rakenteeseen päässyt vesi ei pääse poistumaan kuivatusjärjestelmiin. Pohjavedenpinnan syvyydellä ja pohjamaan kapillaarisuudella on vaikutusta muun muassa routanousun suuruuteen. Hienorakeisimmat maalajit nostavat vettä hyvin korkealle. Ne läpäisevät kuitenkin vettä heikommin, jolloin roudan edetessä ei vettä ehdi nousta kapillaarisesti kulloisellekin routarajalle kovin paljon. Tästä syystä heikommin vettä läpäisevä savi routii lievemmin kuin paremmin vettä läpäisevä siltti. Hienorakeisissa maissa kuivatuksen vaikutusalue on pieni eikä sen avulla ole käytännössä mahdollista estää routimiseen vaadittavaa vedensaantia, jolloin kapillaarisen veden nousun katkaisevan suodatinkerroksen merkitys korostuu. Hiekalla, soralla ja karkearakeisilla moreeneilla tien alla olevan maakerroksen vesipitoisuutta voidaan pienentää ojia syventämällä. (Rantanen et al. 2005, s. 10–15)

## 4 Tie- ja katurakenteiden vaurioituminen

### 4.1 Yleistä

Tierakenteen ja siinä olevien materiaalien toiminnan kannalta on keskeistä, minkälaisia jännityksiä ja muodonmuutoksia kuormitukset saavat aikaan rakenteeseen ja toisaalta, miten rakenne ja materiaalit kestävät syntyviä rasituksia (Belt et al. 2006, s. 7). Tierakenne toimii aina yhtenä kokonaisuutena. Tällöin yksittäinen vaurio nopeuttaa myös toisen tyyppisten vaurioiden muodostumista. Esimerkiksi halkeama nopeuttaa päällysteen väsymistä, urautumista ja pituussuuntaisen epätasaisuuden kasvua. Liikenneväylien vauriot voidaan jaotella liikennekuormituksesta ja toisaalta ympäristökuormituksista johtuviin vaurioihin. Käytännössä vaurioiden erottelu lähtökohdan mukaan ei ole kovin selvää, sillä liikenne- ja ympäristökuormitusten aiheuttamat vauriot ovat osittain samanlaisia ja kuormitukset vaikuttavat myös osittain yhdessä toistensa vaikutuksia voimistaen, jolloin niiden yhteisvaikutus voi olla suurempi kuin niiden vaikutus erillisinä kuormina. Lähtökohtaisesti molemmat kuormitustyyppit aiheuttavat tierakenteeseen sekä jännityksiä että muodonmuutoksia. (Ehrola 1996, s. 291) Tien käytön aikana päällystekerros, joka usein on asfalttia, kuluu ja halkeilee, jolloin alempiin rakennekerroksiin suodautuvan veden määrä hitaasti kasvaa. Materiaalit eivät välttämättä toimi suunnitellusti korkeassa kosteuspitoisuudessa. Rakenteen läpi suodautuva vesi kuljettaa mukanaan myös talvikunnossapidon yhteydessä teille leviettyä suolaa. Suolan ja veden vaikutuksesta rakenteet heikkenevät nopeasti.

Tierakenteen tulee olla lujuus- ja muodonmuutuskäyttäytymiseltään tiellä tapahtuva liikenne huomioon ottaen riittävän kestävä koko rakenteen suunnitellun käyttöiän. Rakenne voi vaurioitua stabiliteetin menetyksen, painuman, routanousun, sulamispehmenemisen, kantavuuden menetyksen sekä deformaation tai kulumisen johdosta. Vaurioitumisen syinä voivat olla myös työ-, rakenne- tai materiaaliveitteen. Rakenteiden materiaalien tulee kestävyydeltään vastata kyseiselle rakenteelle asetettua tavoiteikäkäyttöä. Päällysteen ohella myös kantavalla ja jakavalla kerroksella sekä päällysrakenteen lujitusrakenteilla vaikutetaan vaurioituneisuuteen. Kantavan ja jakavan kerroksen vaurioituneisuudelle ei ole olemassa suoria vaatimuksia vaan vaatimukset asetetaan epäsuorasti teknisissä vaatimuksissa esitettyjen materiaalin rakenteiden ja kiviaineksen laatuvaatimusten sekä tiiviyn ja kantavuuden perusteella. (InfraRYL 2010)

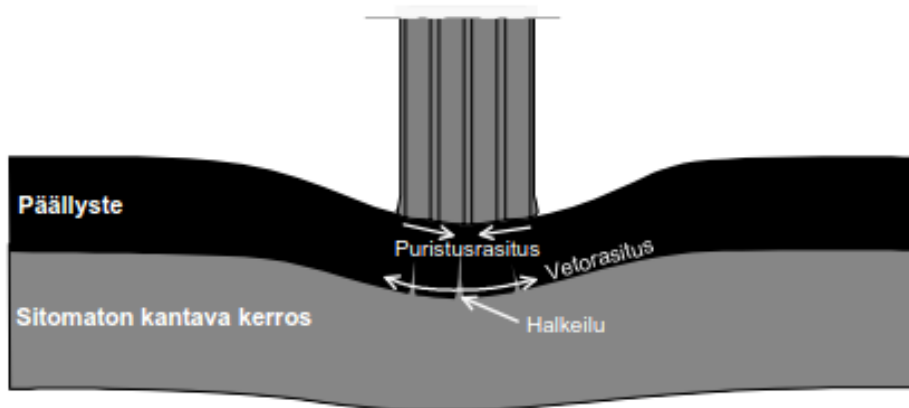
Päällysteen vaurioitumista kuvataan myös ns. vauriosummalla (VS), mikä tarkoittaa rikkinäisen päällysteen pinta-alaa ( $m^2$ ) 100 metrin pituisella matkalla. Vauriosummassa otetaan huomioon erilaiset päällystehalkeamat, reiät, purkaumat ja reunapainumat. Vaurioille on määritetty painokertoimet, joiden avulla erilaiset vauriot voidaan laskea yhteen. (Belt et al. 2002) Palvelutasolla kuvataan tierakenteen kuntoa siltä osin, kun se vaikuttaa tien liikennöitävyyteen. Tierakenteen palvelutason eivät vaikuta vauriosumma, kantavuus tai routanousu. Sellaiset halkeamat, joihin ei liity epätasaisuutta ja joihin ajoneuvon pyörä ei putoa, eivät vaikuta palvelutason. Vauriosumman perusteella on kuitenkin mahdollista ennakoita tulevaa reikiintymistä ja optimoida ylläpitotoimia. Välillisesti kantavuus ja routanousu vaikuttavat päällysteen halkeiluun, pituussuuntaiseen tasaisuuteen ja deformaatioon. (Tiehallinto 2004, s. 11) Vaikka edellä mainitut asiat eivät vielä sinällään vaikuta palvelutason, ovat ne kuitenkin huolestuttavia merkkejä tien alkavasta vaurioitumisesta. Alkava vaurioituminen on aina merkki tien rakenteellisen kunnon alkavasta romahduksesta ja tulisi siksi

ottaa huomioon riittävän aikaisessa vaiheessa. Varhaisella puuttumisella voidaan estää vakavampien vaurioiden synty. Vauriomuuttujan määrittelyt eivät ole vakiintuneet, vaan eri maissa on käytössä omia määrittelyitä. Vauriomuuttujat ovat tunnuslukuja, joiden perustana on nykyisin digitaalisista kuvista jalostettu vauriotieto. Historiatieto perustuu pitkälti visuaaliseen tulkintaan. Päälystevaurioiden mittaaminen koostuu päälysteen kuvaamisesta ja kuvien tulkinnasta.

Tierakenteen pinnalla näkyvät vauriot voidaan karkeasti luokitella kolmeen eri kategoriaan: halkeamiin, epätasaisuuteen ja hajoamisvaurioihin. Samat tekijät voivat vaikuttaa erityyppisten vaurioiden muodostumiseen. Tietyn tyyppisen vaurion syntyminen yleensä myös nopeuttaa toisen tyyppisen vaurion muodostumista. Pahoin vaurioituneilla teillä esiintyy samanaikaisesti useita vauriotyyppejä. (Belt et al. 2002) Vaurioitunut päälyste läpäisee vettä ehjää päälystettä paremmin. Rakenteeseen pääsee enemmän vettä, mikä vaikuttaa muun muassa kantavuuteen ja routivuuteen.

## 4.2 Halkeamat

Tierakenteen halkeamat voivat olla pituus-, poikki-, vino-, sauma- tai verkkohalkeamia. Halkeamia syntyy raskaan liikenteen aiheuttaman kuormituksen sekä ilmaston ja ympäristön aiheuttaman rasituksen seurauksena. Tiellä liikkuva ajoneuvo aiheuttaa jokaisella ylityskerralla tierakenteessa taipuman, josta aiheutuu puristusrasitusta sidottujen kerrosten yläpintaan ja vetorasitusta sidottujen kerrosten alapintaan (Kuva 20). Päälysteen alapinnan vetomuodonmuutoksia syntyy pyöräkuormituksen alla sekä tien poikki- että pituussuuntaan. Poikkisuuntainen vetomuodonmuutos on tyypillisesti suurempi johtuen päälysteen viskoosisesta ominaisuudesta eli muodonmuutoksen suuruus riippuu kuormitusajasta. Vetorasitusten toistuessa sidottu kerros alkaa vähitellen vaurioitua. (Belt et al. 2002, s. 39-41) Päälyste ei aina halkea alareunastaan ja nouse sieltä päälysteen pintaan vaan halkeamat voivat edetä myös tien pinnasta alaspäin (top-down cracking). Tällaista halkeilua voi syntyä esimerkiksi uriin yksittäispyörillä varustettujen rekkojen aiheuttamien suurien jännitysten vuoksi.



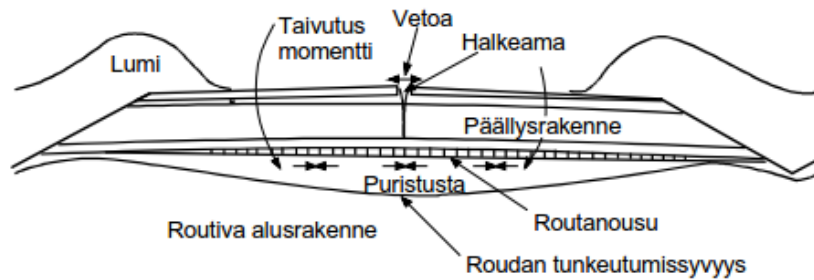
Kuva 20. Liikennekuormituksen aiheuttamat asfalttipäälysteen rasitukset ja väsymisvauriot (Belt et al. 2002, s. 41)

Tien poikkisuuntaisia halkeamia aiheuttavat routanousu ja pakkaskatkot. Talvella päällysteen lämpötilan alenemisesta päällystelaattaan syntyvät vetojännitykset aiheuttavat pakkashalkeamia eli pakkaskatkoja. Ne syntyvät päällysteen pintaan, jossa lämpötilan muutos ja sitä kautta kutistumisjännitykset ovat suurimmillaan. Lämpötilan laskiessa ja jännitysten kasvaessa halkeamat etenevät päällysteen läpi. Päällysteeseen syntyy yleensä säännöllisin välein toistuvia poikkitaissuuntaisia halkeamia, jotka katkaisevat päällysteen ja usein myös alla olevat kerrokset. Mitä alhaisemmaksi päällysteen lämpötila laskee, sitä suuremmaksi lämpöjännitykset kasvavat. Mitä nopeammin päällysteen lämpötila laskee, sitä vähemmän ehtii tapahtua jännitysten purkautumista. (Belt et al. 2002)

Varsinkin suurilla liikennemäärillä päällysteen pintaan saattaa syntyä verkkohalkeilua. Verkkohalkeilun perussyynä on asfaltin väsyminen. (Belt et al. 2002). Myös päällysteen väsyminen johtuu bitumin viskoelastisuudesta. Väsymistä ei esiintyisi täysin elastisella eli kimmoisella päällysteellä. Väsymisellä tarkoitetaan bitumin murtolujuuden ja -venymän pienenemistä kuormituskertojen lisääntyessä. Alussa väsyminen ilmenee sidotun kerroksen alapintaan syntyvinä pituussuuntaisina hiushalkeamina ajourien kohdalla. Liikennekuormituksen jatkuessa halkeamat laajenevat ja muodostavat hiushalkeamaverkon. Päällysteen jäykkyys pienenee ja palautuvat vetomuodonmuutokset kasvavat. Halkeamat etenevät kohti tien pintaa ja alkaa muodostua näkyviä vaurioita. Tien pinnalla väsymisvauriot näkyvät pääosin pituussuuntaisina halkeamina ajourien keskellä. Vaurioitumisen edetessä halkeamat lisääntyvät ja päällysteeseen syntyy monikulmiomaisia repeämiä eli verkkohalkeilua. Vaurioitumista nopeuttaa pituushalkeamien tienpintaan muodostama epäjatkuvuuskohta, missä päällyste ei enää toimi laattana eikä jaa kuormituksia tasaisesti alemmille rakennekerroksille. (Belt et al. 2002) Ohutpäällysteisillä (alle 80 mm) teillä verkkohalkeamien muodostuminen eroaa paksujen päällysteiden väsymisvauriomekanismista. Sitomattomien kerrosten pysyvät muodonmuutokset muodostuvat suuriksi, jolloin päällysteeseen ajourien kohdalle syntyy poikkisuuntaisia vetomuodonmuutoksia. Tällöin päällyste voi revetä muodostaen pituushalkeaman ajouran keskelle. Liikennekuormituksen aiheuttamat rasitukset kasvavat ja aiheuttavat päällysteen lisävaurioitumista kuten verkkohalkeilua. (Belt et al. 2002, s. 44) Halkeama luokitellaan haittaa aiheuttavaksi, jos se on yli 20 mm leveä. (Tiehallinto 2007, s.39)

Routanousujen aiheuttamat halkeamat voivat olla pituushalkeamia tai muita ajokais-  
tahalkeamia, jotka esiintyvät vinosti, poikkisuuntaisesti tai muuten epämääräisesti tien pituussuuntaan nähden. Halkeamat ulottuvat usein syvälle tierakenteeseen. Tien reunoille ja sivuosiin talven aikana aurauksen seurauksena kertyneet lumikinokset toimivat tehokkaina lämmöneristeinä, jolloin roudan syvyys ja routanousut ovat tien reunaosilla ajoradan keskiosaa pienempiä. Poikkileikkauksen epätasainen routanousu saa aikaan päällysrakenteen yläosaan ajoradan keskiosilla vetojännityksiä, jotka kasvavat, kun routanousuero tien keskiosan ja reunojen välillä lisääntyy aiheuttaen pituussuuntaisia routahalkeamia. Routanousun aiheuttaman vetorasituksen ylittäessä rakenteen lujuuden, rakenteeseen muodostuu halkeamia päällysrakenteen yläosasta alkaen. Tien reunoilla olevan lumen vaikutuksesta saattaa muodostua merkittävä routanousuero myös tien reunaosan ja lähes sulana pysyvän pientareen ulkoreunan välille. Tällöin halkeama muodostuu tien reuna-alueelle. Pituushalkeaman sijainti poikkileikkauksessa riippuu tien leveydestä. Reunahalkeamat ovat yleisempiä kapeilla teillä (leveys 5–6 m). Myös yli 11 metrin levyisillä teillä reunahalkeamat ovat keskihalkeamia yleisempiä. Leveät pituus- ja poikkihalkeamat johtuvat pääosin routimisesta. Myös kapeat pituus- ja saumahalkeamat ovat suurimmaksi osaksi routimisen aiheuttamia. Routavaurion syntyminen on esitetty kuvassa 21.





Kuva 21. Routavaurion syntyminen (Ehrola 1996, s. 323)

Heijastushalkeilulla tarkoitetaan päällystekerroksen alapuolisissa kerroksissa olevien ja sinne syntyvien halkeamien kulkeutumista tien pintaan. Heijastushalkeilu on tyypillistä maabetonirakenteille. Se on yleistä myös tavanomaisille uudelleen päällystykseen yhteydessä. Periaatteessa kaikki erityyppiset halkeamat saattavat heijastua uuteen päällysteeseen. Saumahalkeamia voi syntyä muun muassa materiaali- ja työvirheistä johtuen. (Belt et al. 2002)

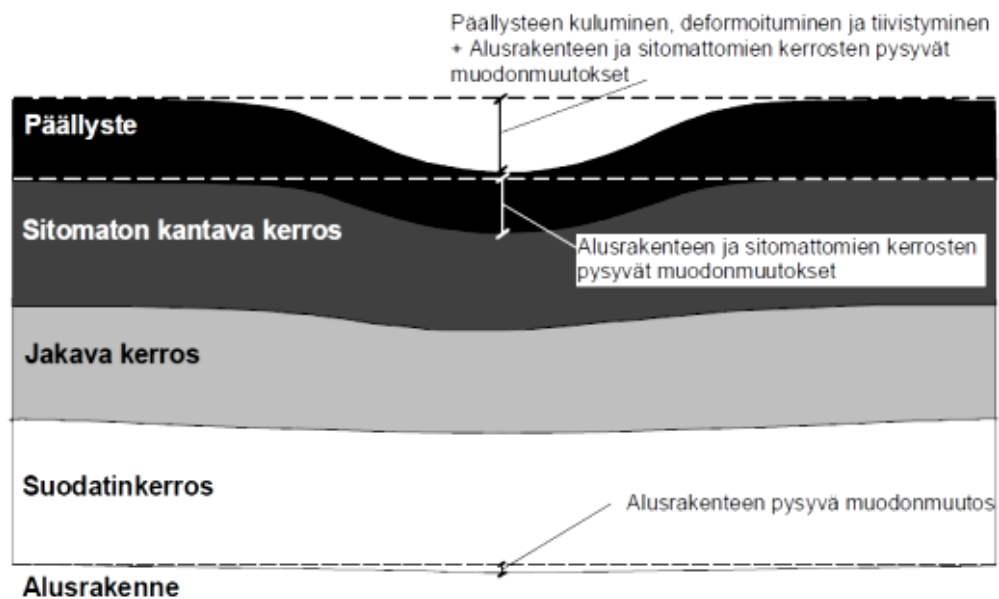
## 4.3 Epätasaisuus

Tien poikkisuuntainen epätasaisuus ilmenee leveillä teillä urautumisena. Kapeilla teillä ajourien välisen harjanteen korkeus kuvastaa poikkisuuntaista epätasaisuutta. Tien pituussuuntainen epätasaisuus ilmenee erilaisina heittoina ja painaumuksina.

### 4.3.1 Urautuminen

Tien poikkisuuntainen tasaisuus sisältää urasyvyyden, reunapainumat, porrastuneet pituushalkeamat sekä sivukaltevuuden vääristymät. Urasyvyys ei ole kansainvälisesti standardoitu muuttuja, jolloin poikkisuuntaisen profiilin tunnusluvut lasketaan eri maissa eri tavoin. Urasyvyyden mittaus on helppo ja käyttökelpoinen keino tien kunnon arviointiin. Poikkiprofiilista saatavia usein käytettyjä muuttujia ovat esimerkiksi maksimiurasyvyys sekä urasyvydet vasemmasta ja oikeasta ajourasta. Muita yleisiä poikkiprofiilin avulla laskettuja tunnuslukuja ovat vesiura, harjanteen korkeus ja sivukaltevuus. (Tiehallinto 2007, s. 28-30)

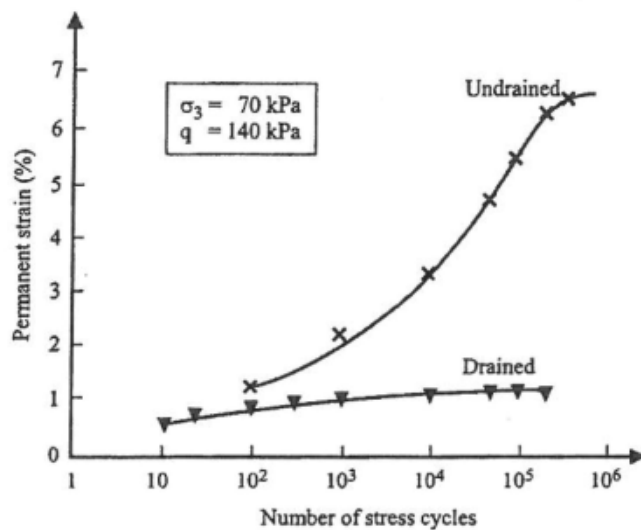
Poikkisuuntaisen epätasaisuuden eli urautumisen pääasialliset syyt ovat päällysteen kulumisen sekä päällysteen, sitomattomien päällysrakennekerrosten ja alusrakenteen pysyvät muodonmuutokset eli deformaatiot. Päällysteen kulumisen pääasiallinen syy on nastarengaskulutus. Lisäksi raskas liikenne aiheuttaa päällysteeseen plastista deformaatiota ja tiivistymistä aiheuttaen pysyviä muodonmuutoksia. (Belt et al. 2006, s.12) Tien pinnalla näkyvässä urautumisessa on mukana päällysteen kulumisen, deformatuminen ja tiivistyminen sekä alusrakenteen ja sitomattomien kerrosten pysyvät muodonmuutokset (Kuva 22).



Kuva 22. Urautumisen osatekijät. (Belt et al. 2002)

Päälysteen nastarengaskulumiseen vaikuttavat liikennemäärä ja autojen massa, rengasprofiili sekä rengaspaine. Matalilla nopeuksilla nastan aiheuttama kuluminen nastan päälysteen pintaa raapaisevasta vaikutuksesta. Korkeilla nopeuksilla kuluminen johtuu nastan iskusta päälysteen pintaan. (Unhola 2004) Vähäliikenteisillä teillä liikenne ei kuluta päälysteeseen uria samalla tavalla kuin vilkasliikenteisillä teillä, vaan ongelmat aiheutuvat ilmastoinnista tai rakenteen kestävyys heikkenemisestä. Raskas liikennekuormitus aiheuttaa myös päälysteen tiivistymistä ja plastisia eli pysyviä muodonmuutoksia. Pysyvien muodonmuutosten suuruus riippuu liikennekuormasta ja sen nopeudesta sekä päälysteen ominaisuuksista ja lämpötilasta. Plastinen deformaatio on suurinta lämpimissä olosuhteissa, joissa päälystettä kuormitetaan alhaisilla nopeuksilla. Asfaltti on visko-elastinen materiaali, mikä tarkoittaa materiaalin ominaisuuksien riippumista lämpötilasta ja kuormitusajasta.

Sitomattomissa kerroksissa tapahtuu pysyviä muodonmuutoksia ja ne kehittyvät hyvälaatuisissa rakenteissa hitaasti koko rakenteen elinkaaren ajan. Heikommilla rakenteilla ja huonoissa olosuhteissa pysyviä muodonmuutoksia voi tapahtua hyvinkin nopeasti. Liikenteen kuormittaessa tierakennetta sitomaton materiaali pyrkii siirtymään ajourien kohdalla alaspäin samalla syrjäyttäen vieressä olevaa materiaalia sivulle. Syrjäytyvä materiaali liikkuu sivulle ja ylöspäin pienintä vastusta kohden. Päälysteen alapuolisen rakenteen pysyvät muodonmuutokset ovat seurausta ajourien kohdalla tapahtuvasta sitomattoman materiaalin painumisesta ja ajourien välissä tapahtuvasta kohoamisesta. (Belt et al. 2006, s.12-13) Vesipitoisuus vaikuttaa suurilta osin pysyvien muodonmuutosten muodostumiseen. Kuivatuksen merkitys on havainnollistettavissa seuraavalla esimerkillä (Werkmeister 2003). Dynaamisessa kolmiaksisiaalikoeksessa (RLT, Repeated load axial test) kahdella näytteellä oli alussa sama vesipitoisuus. Toisen näytteen annettiin kuivua ja toisen vesipitoisuus pidettiin samana. Kosteammalla näytteellä mitattiin huomattavasti suurempia pysyviä muodonmuutoksia (Kuva 23).



Kuva 23. Kuivatuksen vaikutus pysyvien muodonmuutosten muodostumiseen. (Werkmeister 2003)

Routaantuvilla alueilla jäätyminen yhdessä kosteuden kanssa aiheuttaa routanousuja. Uusimmat tutkimukset ovat osoittaneet, että vaikka routanousut ovat yleensä pohjamaan ongelma, niitä voi muodostua myös rakennekerrokseen, varsinkin mikäli niihin on päässyt imeytymään runsaasti vettä. Routanousut heikentävät rakenteen tiiviyttä, jolloin jäätyneen kiviaineksen ja pohjamaan sulaessa keväällä tiivistyminen on jälleen mahdollista ja tapahtuu urautumista. Tätä kutsutaan kelirikoksi ja siihen voi liittyä niin ikään leikkauksmuodonmuutoksia. (Dawson & Kolisoja 2006)

### Sorapäällysteisten teiden urautuminen

Tiivistetty kiviaines on joustavaa materiaalia. Jos kiviainesmateriaali on liian heikkoa, se on altis plastisille muodonmuutoksille, jotka aiheutuvat liikennesäätuksesta. Muodonmuutosten kasautuminen näkyy tien pinnan urautumisena. Urat ovat tierakenteen ja tien käytettävyyden kannalta monella tapaa ongelmallisia. Urat estävät veden valumisen tienpinnalta, jolloin se imeytyy helpommin tierakenteeseen. Tällöin vesi saat-  
taa kerääntyä pinnan alla olevaan pohjamaahan syntyvään uraan sekä pienentää sitomattomien kerrosten kantavuutta. Urautuminen voi johtua rakennekerrosten tiivistymisestä, renkaan lähellä tapahtuvasta huonolaatuisen sitomattoman materiaalin leikkautumisesta, pohjamaan urautumisesta tai kiviainesrakeiden rikkoutumisesta (Kuva 24). Käytännössä urautuminen tapahtuu eri vaikutusmekanismien yhdistelmänä. (Dawson & Kolisoja 2006)



Kuva 24. Sorapintaisten tien urautumistyyppejä: rakennekerrosten tiivistyminen, renkaan lähellä tapahtuva paikallinen leikkautuminen ja pohjamaan urautuminen. (Dawson & Kolisoja 2006)

Rakennekerrosten tiivistyminen ilmenee pienenä painumana alkuperäiseen pintaan nähden ja vaikutukset kohdistuvat lähinnä pintaa oleviin materiaaleihin. Tehokas tiivistäminen vähentää havaittavan urautumisen määrää. Liikenteen aiheuttama tiivistyminen ehkäisee lisätiivistymistä. Heikommilla sitomattomilla materiaaleilla voi renkaan lähellä tapahtua paikallista leikkautumista, mikä aiheuttaa tien pinnan kohoaamista ajouran sivuilla. Urautuminen on tällöin seurausta lähinnä tien pinnan lähellä olevan kiviaineksen riittämättömästä leikkauslujuudesta. Pohjoisilla alueilla tämä onkin usein tärkein urautumista aiheuttava vaurioitumismekanismi, kun kiviaineksen kantavuus keväällä heikkenee vesipitoisuuden kasvaessa liian suureksi. Kiviaineksen ollessa hyvälaatuista koko tierakenne saattaa urautua pohjamaan urautumisen seurauksena. Tien pinnalle muodostuu tällöin leveä ura, ja etäämmällä ajourasta tien pinta nousee hieman johtuen pohjamaa-ainesten siirtymisestä sivuille. Kiviainesrakeiden rikkoutuminen saattaa aiheuttaa myös pinnan urautumista ja tehdä kiviaineksesta kosteustilaherkempää. (Dawson & Kolisoja 2006)

#### 4.3.2 Pituussuuntainen epätasaisuus

Tien pituussuuntainen epätasaisuus ilmenee erilaisina heittoina ja painaumuksina. Epätasaisuutta aiheutuu myös alusrakennemateriaalien ja olosuhteiden vaihtelusta, tierakenteen epäjatkuvuuskohdista kuten rummuista ja päällysrakenteen epähomogeenisuudesta eli rakennepaksuuksien eroista, materiaalivehtelusta tai puutteellisesta ja epätasaisesta tiivistyksestä.

Tien pinnan painumat vaikuttavat sekä tiellä liikkuvaan ajoneuvoon, että itse tiehen. Tien epäsäännöllisyydet aiheuttavat ylimääräisiä liikkeitä ajoneuvoihin ja heikentävät niiden hallittavuutta. Ajoneuvojen ylimääräiset liikkeet myös rasittavat tietä. Epätasainen tie vaurioituu nopeammin kuin tasainen. Painumia on erilaisia. On laajoja tasaisia painumia, jotka aiheuttavat tulvariskin ja heikentävät näkyvyyttä ja pieniä painumia, jotka vaikuttavat ajoneuvon hallittavuuteen, tien kuivatukseen ja ajomukavuuteen. (Virtala & Hurtig 2012)

Tien pituussuuntaisten epätasaisuuksien synty ja lisääntyminen liittyvät liikennekuormitukseen, tierakenteen omaan painoon ja epätasaisiin routanousuihin sekä tierakenteen laatuun ja toimintaan. Vähäliikenteisillä teillä routiminen on yleisin syy pituussuuntaiseen epätasaisuuteen (Kuva 25). Routanousut lisäävät pituussuuntaisen epätasaisuuden riskiä. Asfalttipäällysteisillä teillä pituussuuntaiset epätasaisuudet ovat keväällä usein selvästi suurempia kuin kesällä eli routanousujen aiheuttamat epätasaisuudet tasoittuvat rakenteen sulaessa ja tiivistyessä. Painumat johtuvat alusrakenteen kokoonpuristumisesta pääasiassa heikoilla alusrakennemateriaaleilla. Alusrakenne ei pysty kantamaan tierakenteen painoa, vaan se puristuu kokoon. Liikennekuormitus vaikuttaa pituussuuntaisen epätasaisuuden kehittymiseen dynaamisten raskuuden lisääntymisen kautta etenkin, kun pituussuuntaista epätasaisuutta on jo syntynyt. (Belt et al. 2002)



Kuva 25. Routimisen aiheuttamaa pituussuuntaista epätasaisuutta (Belt et al. 2002)

IRI (International Roughness Index) on yksi tien pituussuuntaisen tasaisuuden mitta. Se on kansainvälisesti käytetty tunnusluku, joka kuvaa tien pinnan epätasaisuuden vaikutusta tienkäyttäjään. IRI perustuu pituussuuntaiseen profiiliin, joka koostuu mitaushavaintojen keskiarvosta. Näytteenottoväli vaihtelee ajoneuvosta ja pulssianturista riippuen. Mitattu informaatio puretaan standardin mukaiseen matemaattiseen malliin, jossa epätasaisuudet käännetään aallonpituuksiksi. IRI-laskentamalli ottaa huomioon kunkin yksittäisen epäkohdan laajuuden ja aallonpituuden standardin mukaisesti. Mallin periaate perustuu simulointiin, jossa neljäsosa autosta kulkee tien pinnan yli nopeudella 80 km/h. Neljännesautomalli (Quarter Car Simulator) perustuu auton massaan ja sen liikkeeseen vaikuttaviin tekijöihin kuten rengas, massa, jouset ja iskunvaimennin. Mallissa pyörä ja alustan massa liikkuvat eri tavalla tien epätasaisuuksista johtuen. Ne ovat yhdistettyinä toisiinsa jousilla ja vaimentimilla. IRI:n arvo saadaan laskemalla alustan ja massojen suhteellisia liikkeitä. Ajomukavuuden huomioimiseksi IRI:n laskennassa vahvistetaan tietyn tyyppisten ja vaimennetaan toisten epätasaisuuksien vaikutusta. (Tiehallinto 2007, s. 19–21) Maailmalla on käytössä erilaisia lähinnä ajomukavuutta kuvaavia menetelmiä. Monet menetelmistä antavat samansuuntaisia tuloksia kuin IRI. (Virtala & Hurtig 2012, s.26)

## 4.4 Hajoamisvauriot

Päällysteen hajoamisvaurioiden eli purkaumien ja reikien perussy on sideaineen ja kiviainesrakeiden välinen heikko sidos, mikä on sidoksissa vahvasti päällystemassan ominaisuuksiin. Tällöin purkautuvan päällysteen pinnasta irtoaa kokonaisia kiviainesrakeita. Reikä on puolestaan pitkälle kehittynyt purkauma. (Belt et al. 2002) Purkaumat laajenevat yleensä nopeasti, aiheuttaen haittaa liikenteelle. Nastarenkaiden käyttö edesauttaa purkauman muodostumista. Päällysteen purkautumisen vuoksi tien pinnalle päätyy irtonaista kiviainesta. Purkautuman edetessä syntyy painaumia, jotka keräävät vettä. Reikä syntyy tyypillisesti kolmen tekijän seurauksena: vaurio päällystekerroksen pinnassa, vesi ja liikennekuormitus. Purkauman lisäksi vaurio voi olla esimerkiksi halkeama. Päällysteen hajoamisvaurioita voi aiheutua myös päällystemassan vanhenemisesta. Päällyste on elinkaarensa aikana alttiina auringonvalolle ja UV-säteilylle, mikä muuttaa päällystettä kemiallisesti. Auringon valon vaikutuksesta bitumista haihtuu hiilivetyjä ja UV-säteily vaikuttaa bitumin vanhenemiseen. Bitumin haurastuminen altistaa päällysteen vaurioitumiselle. Materiaali- ja työvirheistä aiheutuu uusilla päällysteillä myös sideaineen pintaan nousua. Pintaan noussut bitumi on liukas erityisesti sateella.

## 5 Kokemuksia uusiomaarakenteista ja niiden vaurioitumisesta

Tässä kappaleessa kuvataan kirjallisuudesta kerättyjä vaihtoehtoisia tierakennusmateriaaleja eli uusiomateriaaleja sisältäviä tierakenteita sekä arvioidaan niiden pitkäaikaiskestävyyttä ja tyypillistä vaurioitumistapaa saatavilla olevien tutkimusraporttien, seurantatulosten ja muiden dokumenttien perusteella. Rakenteet on lajiteltu päällysrakennetyypeittäin joustaviin, puolijäykkiin päällysrakenteisiin ja sorapäällysteisiin rakenteisiin. Uusiomateriaalien käyttöä jäykissä päällysrakenteissa ja niistä saatuja kokemuksia ei ole tässä työssä käsitelty. Joitakin betonipäällysteisiä rakenteita on esitelty, mutta niistä saadut kokemukset liittyvät rakentamisvaiheeseen tai rakenteen toimintaan ennen päällystelaatan rakentamista. Uusiomateriaalikohtaiset rakenteet on käsitelty omina alaotsikkoinaan kunkin päällysrakennetyypin alla. Esitelyluontoisesti on myös esitetty muutamia erikoisempia maailmalla kokeiltuja rakenteita sekä materiaaleja, joiden käytöstä Suomessa ei ole kokemuksia.

Eri maissa on olemassa hyvin erilaisia päällysrakennetyyppejä perinteistä, ilmasto-olosuhteista, maaperäolosuhteista sekä saatavissa olevista tierakennusmateriaaleista johtuen. Vaatimukset eri rakennekerroksille ja niissä käytettäville materiaaleille myös vaihtelevat maittain. Kylmillä alueilla on lisäksi otettava huomioon roudan vaikutus tierakenteeseen, mikä kasvattaa kokonaisrakennepaksuuksia. Uusiomateriaaleja sisältävien tie- ja katurakenteiden vaurioituminen voi erota tavanomaisilla materiaaleilla rakennetuista rakenteista. Materiaalien ominaisuudet voivat poiketa luonnonmateriaaleista hyvinkin paljon, mikä vaikuttaa materiaalien kuormituskäyttäytymiseen ja vaurioitumismekanismeihin. Uusiomateriaalien sisäiset laadunvaihtelut asettavat myös omat haasteensa rakenteiden suunnittelulle.

### 5.1 Joustava päällysrakenne

Joustava päällysrakenne on päällysrakennetyyppi, jossa ylimpänä on tyypillisesti bitumisella sideaineella sidottu joustava kerros eli päällyste. Joustavassa päällysrakenteessa sidottuja kerroksia ovat kulutuskerros sekä korkealuokkaisemmillä teillä myös kantavan kerroksen yläosa. Sitomattomia rakennekerroksia ovat kantava kerros tai kantavan kerroksen alaosa, jakava kerros ja suodatinkerros. Jakavan ja suodatin-kerroksen tarpeellisuus riippuu alusrakenteen laadusta.

#### 5.1.1 Betonimurskerakenteet

Betonimurskerakenteet käsitellään tässä yhteydessä joustavina päällysrakenteina, joskin myös sitomattomat betonimurskekerrokset saattavat lujittua jonkin verran rakenteessa. Varsinkin hienojakoisilla betonimurskeilla on havaittu lujittumista (Aurstad et al. 2009). Lujittumisen on myös todettu olevan jopa suurempaa käytännössä kuin mitä laboratoriotesteissä on havaittu. Lujittuminen on nopeinta ensimmäisinä kuukausina ja hidastuu sitten. Tämä tarkoittaa sitä, että betonimurskekerroksen jäykkyys kaksi vuotta rakentamisen jälkeen saattaa olla noin kaksi kertaa niin suuri kuin kuukausi rakentamisen jälkeen (Arm 2001). Betonimurskeen hydratoitumisen eli uudelleen lujittumisen seuraukseksi on myös epäilty, että materiaalista tulisi lopulta liian jäykkä ja hauras (Batmunkh et al. 2010). Suomessa pitkäaikaisseuratuissa kohteissa ei ole havaittu betonimurskeen lujittumisen jatkuvan kuitenkaan niin

pitkälle (Dettenborn 2013). Rakenteiden aukikaivun on myös epäilty tuottavan vaikeuksia rakenteen lujittumisominaisuuksista johtuen. Keravan maakaatopaikalla toteutetussa aukikaivukokeilussa lujittuneen betonimurskeen kaivu onnistui kuitenkin vaikeuksista. Betonimurskeen ominaisuudet riippuvat hyvin paljon betonin alkuperästä ja murskeen seassa mahdollisesti olevista muista materiaaleista, kuten tiilistä, täräsvahvisteista, puusta tai muoveista. Betonimurskelaatujen luokittelu vaihtelee maittain. Seuraavassa on esitelty joitakin pohjoismaissa rakennettuja koekohteita, joita on seurattu jo pidemmän aikaa, ja joista on saatavilla hyvin raportoitua tutkimustietoa betonimurskeen käyttäytymisestä tierakenteissa.

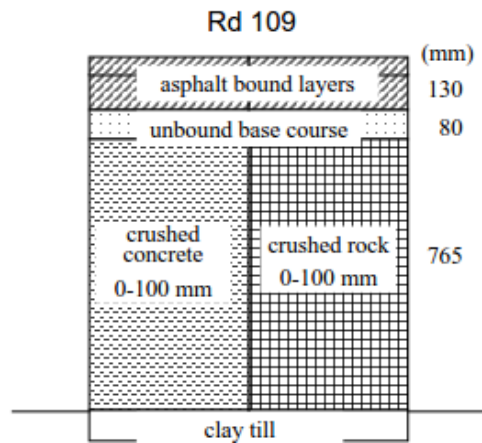
### **Betonimurskerakenteet Ruotsissa**

Ruotsissa betonimurske jaetaan neljään luokkaan raaka-aineen, betonin painoprosentin ja epäpuhtauksien määrän mukaan. Ruotsissa betonimurske ohjeistetaan käytettäväksi ensisijaisesti päällysrakenteen jakavassa kerroksessa ja toissijaisesti kantavassa kerroksessa. Yksi syy betonimurskeen suosimiseen jakavassa kerroksessa on pienempi riski suolauksen tunkeutumiselle betonimurskekerrokseen. Paksummissa kerroksissa betonimurske myös lujittuu paremmin lisäten jakavan kerroksen jäykkyyttä. Ruotsissa kantava kerros on tavallisesti noin 80 mm paksuinen ja jakava kerros vähintään 420 mm paksuinen.

#### **Väg 109 Ekeby, Skåne, Ruotsi.**

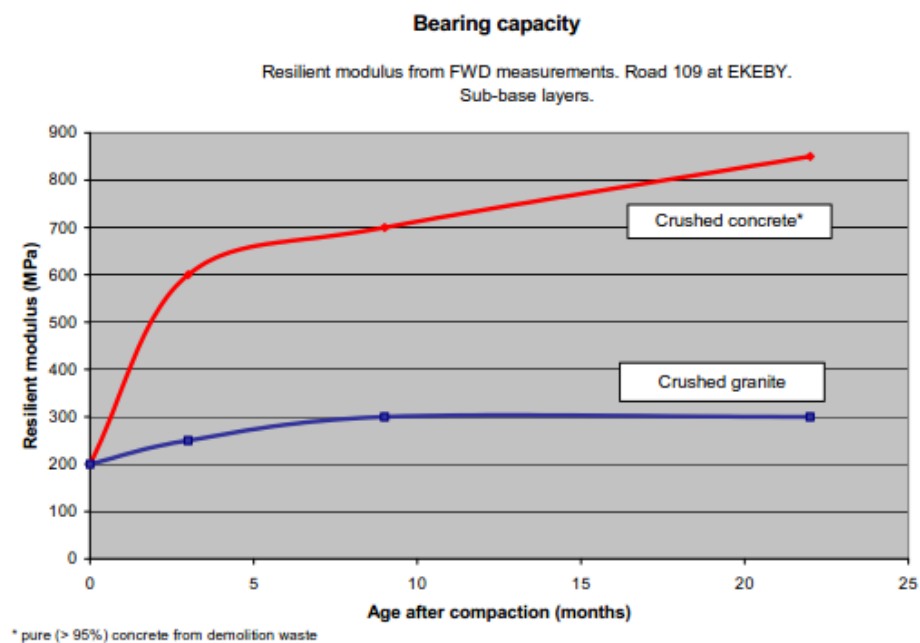
Betonimursketta käytettiin tiellä 109 jakavassa kerroksessa. Murske täytti ruotsalaiset VÄG 94 vaatimukset sitomattomille päällysrakennekerrosmateriaaleille. Betonin alkuperää ei täysin tunnettu, mutta kyseessä oli rakennusten purkujätettä, joka oli prosessoitu mm. erottelemalla betonin seassa olleita muita rakennusmateriaaleja ja murskattu raekokoon 0–100 mm. Koeosuuden pituus oli 72 metriä ja tien leveys kaiken kaikkiaan 9 metriä. (Hartlén et al. 1999; Reid et al. 2001; Arm 2001)

ALT-MAT-projektin yhteydessä (Reid et al. 2001) koerakenteet sekä tavanomaista mursketta sisältäneet vertailurakenteet tiellä 109 eteläisessä ja tiellä 597 pohjoisessa Ruotsissa tutkittiin ja monitoroitiin. Tien 597 koerakenne on kuvattu myöhemmin tässä kappaleessa. Vaikka sää oli lämmin ja kuiva tien 109 rakentamisen aikana kesällä 1997, alusrakenteen vesipitoisuus oli korkea. Kuukauden kestäneellä kuivatuksellaan ei saavutettu riittävää alusrakenteen yläpinnan jäykkyyttä. Jotta rakenteen jäykkysvaatimukset pystyttiin täyttämään, kasvatettiin jakavan kerroksen paksuutta 565 mm:stä 765 mm:iin sekä betonimurske- että vertailurakenteessa (Kuva 26). Molemmista rakenteista päälle tuli lisäksi bitumilla sidottu kantava kerros (95 mm) ja kuluskerros, SMA (35 mm). Pohjamaa on savimoreenia. Tie avattiin liikenteellä syksyllä 1997.



Kuva 26. Väg 109, Ruotsi. Poikkileikkaus. (Arm 2003)

Rakenteille tehtiin pudotuspainolaitemittauksia kolmen ja yhdeksän kuukauden iässä sekä melkein kaksi vuotta rakentamisen jälkeen. Kolme kuukautta rakentamisen jälkeen betonimurskekerroksen jäykkyys oli kolminkertaistunut (Kuva 27). Vertailurakenteen jäykkyys oli kasvanut kolmessa kuukaudessa ainoastaan 25 %. Huomattavaa on myös, että lujittuminen oli tapahtunut ilman veden lisääystä levityksen aikana. Sekä laboratorio- että kenttäkokeet osoittavat pienempiä muodonmuutoksia betonimurskekerroksessa kuin murskekerroksessa. Betonimurske sai kuitenkin graniittimursketta huonompia tuloksia mm. LA-kokeesta, kuulamylykokeesta ja CBR-kokeesta. Nämä menetelmät ovatkin osoittautuneet sopivan huonosti vaihtoehtoisten materiaalien kestävyys arvioimiseen. (Reid et al. 2001; Arm 2003)



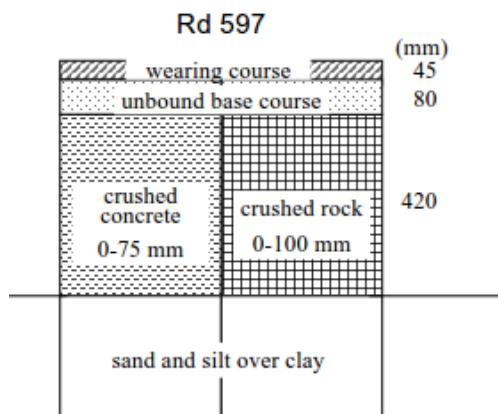
Kuva 27. Betonimursketta ja tavanomaisen mursketta sisältävien jakavien kerrosten jäykkyyksien kehitys ajan suhteen. Väg 109, Ruotsi. (Reid 2000)



Liukoisuustestien ja otettujen näytteiden perusteella joidenkin haitta-aineiden (Cr, Cu, Ni ja Pb) määrät betonimurskerakenteen suotovesissä olivat suurempia kuin tavanomaisen rakenteen. Laboratoriokokeiden perusteella raskasmetallien pitoisuudet betonimurskeessa ovat 2...5 kertaisia murskeeseen tai moreeniin verrattuna. Kenttäkokeiden perusteella pitoisuudet olivat kuitenkin merkittävästi pienempiä. Pitoisuudet vaihtelivat aineesta riippuen, joskin kaiken kaikkiaan pitoisuudet olivat matalia.

#### Väg 597 Luleå, Norrbotten, Ruotsi.

Tiellä 597 betonimursketta käytettiin kahdella koeosuudella, toisessa jakavassa ja toisessa kantavassa kerroksessa. Murske täytti niin ikään ruotsalaiset vaatimukset sitomattomille päällysrakennekerrosmateriaaleille. Se oli peräisin kahdesta puretusta kerrostalosta ja lajiteltu ja murskattu haluttuun raekokoon (0...60 mm). Toisin kuin Skånessa, Norrbottenissa talvet ovat erittäin kylmiä ja lumisia. Kesät ovat myös viileämpiä. Kylmä ilmasto aiheuttaa huomattavan roudansyvyyden lumettomille teille saaden aikaan routimista ja tien pinnan vaurioitumista keväisin. Koerakenne, jossa betonimursketta käytettiin tien kantavassa kerroksessa, oli 50 metrin pituinen ja betonimurskekerroksen paksuus 150 mm. Kantavan kerroksen päälle tuli 45 mm paksuinen kerros vanhaa asfalttipäällystettä. Koerakenne, jossa betonimursketta käytettiin tien jakavassa kerroksessa, oli 100 metrin pituinen ja betonimurskekerros oli 420 mm paksuinen ja kantava kerros 80 mm paksuinen. Kantavan kerroksen päälle tuli 45 mm paksuinen kerros vanhaa asfalttipäällystettä (Kuva 28). (Reid et al. 2001; Hartlén et al. 1999; Arm 2001)



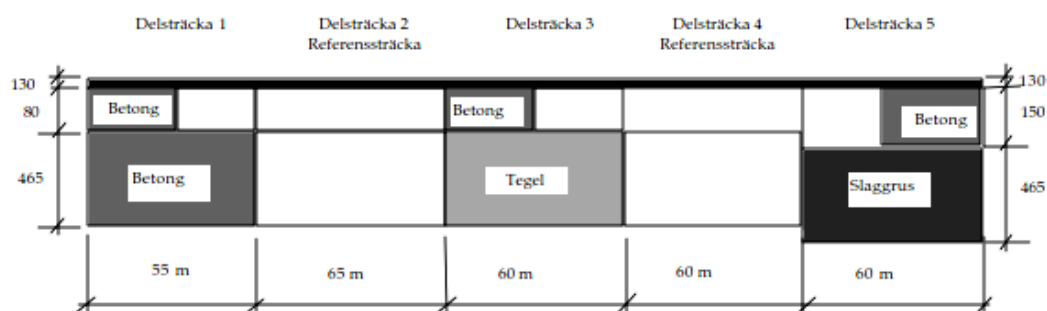
Kuva 28. Väg 597 Luleå, Ruotsi. Vertailurakenne ja betonimursketta jakavassa kerroksessa sisältävä rakenne (Arm 2003)

Molemmat koerakenteet rakennettiin 1996 osana toista projektia. ALT-MAT-projektin yhteydessä (Reid et al. 2001) seurantaa jatkettiin. Teiden rakentamisen aikana otettiin näytteitä ja tasoitusta ja tiivistymistä seurattiin. Aiemmissa kenttäkokeissa kantavuutta mitattiin pudotuspainolaitemittauksilla (KUAB/FWDg1). Urautumista ja muuta vaurioitumista arvioitiin silmämääräisesti mittauksia apuna käyttäen. Kenttäkokeet sisälsivät mm. vaaituksia, levykuormituskokeita, pudotuspainolaitemittauksia sekä PRIMAL (Ruotsalainen profilografi) ja RST (tasaisuus) mittauksia. Rakentamisaikana ja kenttäkokeiden aikana otettuja näytteitä analysoitiin seulomalla, kuulamyllykokeella, jäätymis-sulamiskokeilla ja kolmiakσιαalikoikeilla. Ensimmäisinä kuukausina rakentamisen jälkeen ei havaittu lujuuden kasvua johtuen rakentamisen myöhäisestä ajankohdasta syksyllä (Arm 2003). Jakavan kerroksen jäykkyyttä mitattiin sulamisaikaan keväällä noin 4-6 kuukautta tien valmistumisen

jälkeen. Jakavan kerroksen E-moduuliksi määritettiin 370 MPa, mikä on yli kaksinkertainen vertailurakenteen jakavan kerroksen E-moduulin nähden. (Hartlén et al. 1999) Kaksi vuotta tien valmistumisen jälkeen betonimurskekerros kaivettiin auki. Betonimurskeen raekoon havaittiin tällöin kasvaneen luultavasti karbonatisaation seurauksena (Arm 2003).

### **Törringevägen, Malmö, Ruotsi.**

Törringevägen on pitkäaikainen laajasti tutkittu koetie Malmössä Ruotsissa. Se on rakennettu vuonna 1998. Törringevägenillä on käytetty betonimurskeen lisäksi myös muita vaihtoehtoisia rakennusmateriaaleja. Vuorokautinen liikennemäärä tiellä on noin 400 ajon./vrk ja raskasta liikennettä on vähän. Koetien kokonaispituus on 500 metriä ja se sisältää viisi osuutta. Yhdessä niistä jakavassa kerroksessa on käytetty betonimursketta, yhdessä tiilimursketta ja yhdessä jätteenpolton kuonaa. Jakavat kerrokset ovat 465 mm paksuisia. Kantavista kerroksista puolet on rakennettu betonimurskeesta ja puolet kalliomurskeesta. Kantavat kerrokset ovat 80 mm paksuisia. Jätteenpolton kuona ei ole murskemateriaali, joten se vaatii päälle paksumman kantavan kerroksen (150 mm) kuin muissa rakenteissa. Pituusleikkauksessa on esitetty rakennekerrosten mitat ja kunkin koeosuuden pituus (Kuva 29). Kaksi koeosuudesta on vertailuosuuksia, jotka on rakennettu kokonaisuudessaan tavanomaisilla materiaaleilla. Kantavan kerroksen päällä on lisäksi ohut bitumilla sidottu kantava kerros (90 mm) ja bituminen kulutuskerros (40 mm). Poikkileikkauksesta on nähtävissä myös bitumilla sidotut kerrokset sekä muu katurakenne. (Hartlén et al. 1999)



Kuva 29. Pituusleikkaus koetiestä Törringevägen, Ruotsi (Hartlén et al. 1999)

Pudotuspainolaitemittausten perusteella ensimmäisten kuukausien aikana ei ollut havaittavissa jäykkyyden kasvua betonimurskerakenteessa, mikä saattoi johtua myöhäisestä rakentamisajankohdasta. Jäykkyydet olivat muutoinkin jääneet alhaisiksi. (Arm 2003)

### **Väg 869 Stenstorp**

Tielle 869 rakennettiin kolme erilaista koerakennetta, joista yhdessä jakavassa kerroksessa on käytetty murskatuista ratapölkkyistä tehtyä betonimursketta (Kuva 30). Jakava kerros on kussakin rakenteessa 650 mm paksuinen ja kantava kerros 80 mm paksuinen. Bitumilla sidottu kerros on 100 mm (65 mm AG 22 ja 35 mm ABT 11) paksuinen. Tie valmistui syksyllä 1998 ja sitä seurattiin kolmen vuoden ajan. (Carlsson 2001a; Ydrevik 2000)



Kuva 30. Päällysrakenne Väg 869 Stenstorp (Ydrevik 2000)

Betonimurskerakenteen toimivuutta verrattiin murskatusta kalkkikivestä ja gneissistä rakennettuihin rakenteisiin (Ydrevik 2000). Betonimurskeelle tehdyt laboratoriotutkimukset osoittivat, että betonimurskeen E-moduuliarvo on suurempi kuin vertailumateriaaleilla ja se täyttää niin ikään ruotsalaiset vaatimukset kantavan ja jakavan kerroksen materiaaleille. Kenttäkokeissa sen sijaan betonimurskeella mitattiin aluksi (syksy 1998) pienempiä kantavuuksia kuin vertailumateriaaleilla. Tämän epäillään johtuneen murskeeseen jääneistä teräsvahvisteista, joita ei oltu onnistuttu poistamaan riittävän hyvin. Vaijerit hankaloittavat kerroksen tiivistymistä, mikä vaikuttaa kerroksen jäykkyyteen. Kahtena seuraavan kesänä tehdyissä mittauksissa havaittiin pientä lujuuden kasvua, mutta lujuuden kasvu ei ollut yhtä huomattavaa kuin aiemmissa tutkimuksissa oli havaittu. Yhtenä syynä heikompaan lujittumiseen saattaa olla betonimurskeen pitkä, useita vuosia kestänyt, varastointi ennen rakentamista. Vertailumateriaaleilla jäykkyys kasvoi huomattavasti ensimmäisenä vuonna, mutta on pysynyt sittemmin samalla tasolla (Carlsson 2001a). Kolme vuotta liikenteelle avaamisen jälkeen urautuminen on ollut vähäistä. Tie on painunut jonkin verran enemmän tien keskeltä kuin reunoilta johtuen kapeasta tiestä. Muodonmuutokset ovat myös olleet suurimpia betonimurskerakenteen kohdalla. Halkeamia tai muita vaurioita ei ole havaittu ja tie on muutoinkin hyvässä kunnossa. (Carlsson 2001a)

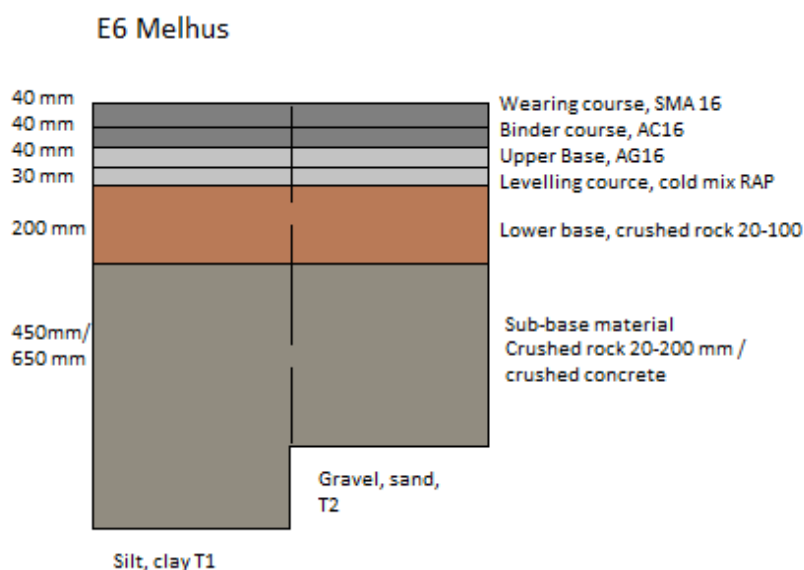
Betonimursketta on käytetty jakavassa kerroksessa myös onnistuneesti muun muassa Stenebyvägenillä, Göteborgissa (Carlsson 2001b). Västeråsissa kaikki sitomattomat kerrokset koostuivat betonimurskeesta. Betonimurske oli niin ikään rakennusten purkujätettä. (Arm 2001)

## Betonimurskerakenteet Norjassa ja Tanskassa

### E6 Melhus, Norja

Norjassa E6 moottoritieellä on käytetty betonimursketta moottoritien jakavassa kerroksessa vuodesta 2003. Betonimurske oli peräisin murskatuista uusista elementeistä. Liikennemäärä tiellä on varsin suuri, 12500 ajon./vrk. Norjalaisten ohjeiden mukaisesti päällysrakenne muodostuu 150 mm sidotuista kerroksista, jonka alle tulee 650–850 mm mursketta riippuen alusrakenteesta (Kuva 31). Kahdella koeosuudella (a'80

m) jakavan kerroksen murske on korvattu betonimurskeella (raekoko 0–100 mm tai 20–100 mm). Betonimurske kasteltiin kuljetuksen jälkeen ja tiivistettiin kahdessa noin 300 mm paksuisessa kerroksessa. Betonimurske levittyi ja tiivistyi hyvin. Vain vähäistä murskautumista ja hajoamista oli havaittavissa. Muutamia rengasriikkoja myös tapahtui, sillä murskeeseen oli jäänyt teräsvahvisteita, jotka puhkoivat kuorma-autojen renkaita. Tiivistymistä seurattiin muun muassa levykuormituskokein rakentamisen aikana ja heti sen jälkeen. Betonimurskeelle tehtiin myös laboratoriokokeita. Kokeissa käytettiin sekä perinteisiä menetelmiä (rakeisuus, tilavuuspaino, vesipitoisuus, Modified Proctor, Gyratory compaction, Los Angeles-testi ja CBR-testi) että kestävyysperustuvia menetelmiä (kolmiaksiaalikoeket). Laboratoriokokeiden perusteella betonimurskeen tulisi toimia hyvin jakavan kerroksen materiaalina. Erityisesti suurimittakaavaisesta kolmiaksiaalikoeket saadut jäykkyydet ja muodonmuutosarvot olivat lupaavia. (Aurstad et al. 2009; Petkovic 2006)



*Kuva 31. Päälysrakenne, E6 Melhus. Kaksi erilaista alusrakennetta. Koeosuuksilla jakavan kerroksen murske on korvattu betonimurskeella. Perustuu lähteeseen (Aurstad et al. 2009)*

Sittemmin rakenteen kestävyyttä on seurattu säännöllisesti tekemällä pudotuspainokokeita, takaisinlaskemalla rakennekerrosten jäykkyyksiä sekä urautumis- ja tasaisuusmittauksilla (IRI). Viisi vuotta kestäneen seurannan perusteella betonimurske on toiminut hyvin. Keväällä 2007 ja 2008 tehtyjen pudotuspainokokeiden perusteella arvioitiin kuormituskestävyyden olevan riittävä ja koeosuuksilla jopa muuta tietä parempi. Pudotuspainomittausten tulosten pohjalta takaisinlaskettujen E-moduuli-arvojen perusteella havaittiin, että betonimurske lujittuu jonkin verran rakenteessa ajan myötä. Hienorakeisemmalla betonimurskeella lujittuminen oli selkeintä. Urautumista ja tasaisuutta seurattiin ja koeosuuksilla saatiin vertailuosuuksia vastaavia tuloksia. IRI-arvo oli jopa kauttaaltaan hieman matalampi kuin vertailuosuuksilla. (Aurstad et al. 2009)

### Skibet Vejle, Tanska

Tie on avattu liikenteelle syksyllä 1990. Kyseessä on kevyesti liikennöity paikallistie Skibet Vejlessä, läntisessä Tanskassa. Betonimursketta on käytetty tien sitomattomassa kantavassa kerroksessa 200 mm paksuisena kerroksena (Kuva 32). Jakava kerros on 300 mm paksuinen ja se on hiekkaa. Myös pohjamaa on hiekka. Tie on päällystetty 70 mm paksuisella asfalttipäällysteellä. Vertailurakenteessa betonimurske on korvattu luonnon soralla.

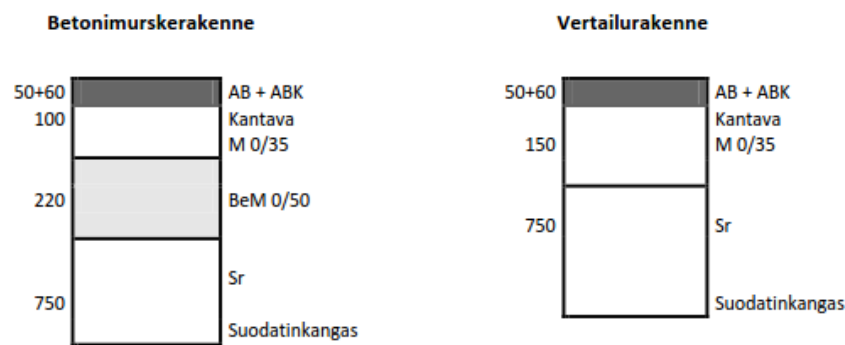


Kuva 32. Skibet Vejle, betonimurskerakenteen rakennekerrokset. perustuu lähteeseen (Reid et al. 2001)

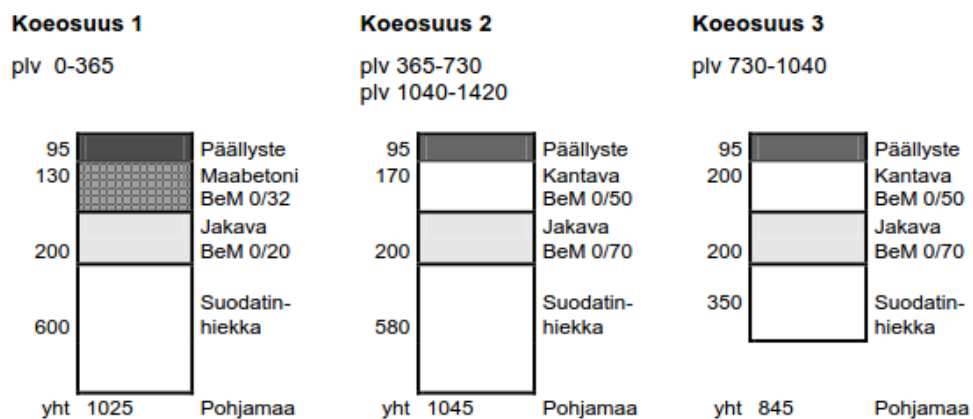
Vuonna 1998 ALT-MAT-projektin yhteydessä tehdyissä kantavuusmittauksissa (FWD) havaittiin, että betonimurskerakenteen kantavuus oli kasvanut huomattavasti, jopa yli 200 MPa kahdeksassa vuodessa. Betonimurskeen takaisinlaskettu E-moduuli oli referenssirakenteen soraa suurempi. Tien pinta on myös vertailurakennetta paremmassa kunnossa. (Reid et al. 2001)

### Betonimurskerakenteet Suomessa

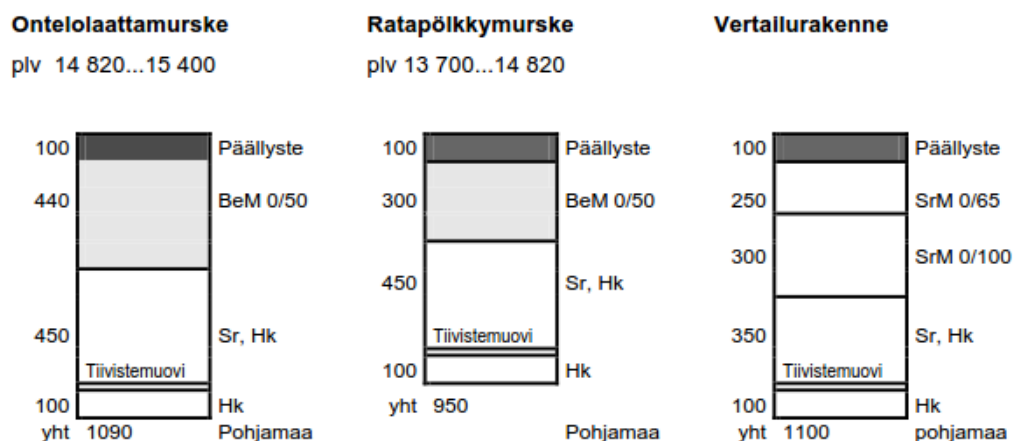
Dettenborn (2013) on opinnäytetyössään kuvannut laajasti suomalaisia betonimurskekoerakenteita ja niiden pitkäaikaiskestävyyttä. Betonimursketta on käytetty kantavassa kerroksessa ja osassa kohteista myös jakavassa kerroksessa. Työssä käsitellyt tutkituimmat betonimurskeseurantakohteet ovat Lahdenperäncatu (Tampere 1996), Rusutjärvi-Paijala (Tuusula 1995), VT 3 (välillä Sasi-Metsäkylä, Ylöjärvi 1996) ja VT 4 (Lahden moottoritie välillä Järvenpää-Mäntsälä 1998), joista on dokumentoitu rakentamiskokemukset sekä tehty mittauksia työmaalla. Lisäksi kohteissa on tehty kantavuuden seurantamittauksia rakentamisesta lähtien sekä vuonna 2012 mitattiin maatulkuuotausten avulla rakennekerrospaksuuksia. Maatulkuuotausten yhteydessä on kuvattu myös video, jonka avulla voidaan arvioida kohteiden kunto, tehtyjä korjaustoimenpiteitä sekä tulkita pudotuspainolaitemittauksien tulosten vaihtelevuuksia ja mahdollisia syitä. Kohteiden poikkileikkauksia on esitetty seuraavissa kuvissa (Kuva 33, Kuva 34, Kuva 35 ja Kuva 36).



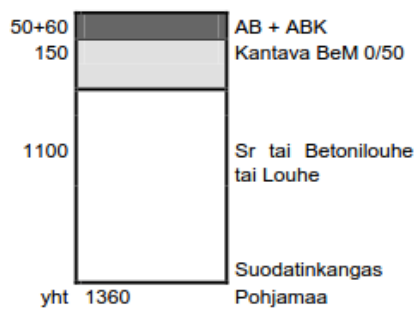
Kuva 33. Lahdenperäncatu, Tampere. Poikkileikkaukset. Betonimurskerakenne (BeM 0/50 ja BeM 0/80) ja vertailurakenne. SCC Viitek 2002. (Dettenborn 2013)



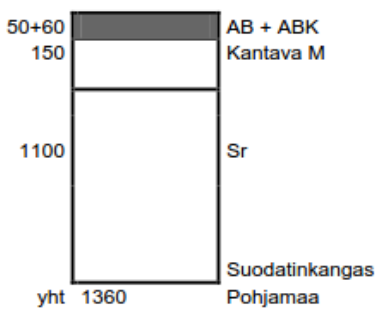
Kuva 34. Rusutjärvi-Paijala. Poikkileikkaukset. Betonimurskerakenteiden rakennekerrokset. SCC Viitek 2002. (Dettenborn 2013)



Kuva 35. Vt 3, välillä Sasi-Metsäkylä, Ylöjärvi. Poikkileikkaukset. Betonimurskerakenteet ja vertailurakenne tien levennyksessä. SCC Viitek 2002. (Dettenborn 2013)

**a) Betonimurskerakenteet****b) Vertailurakenne**

plv. 37930...39920



Kuva 36. Vt 4, Lahden moottoritie. Poikkileikkaukset. Betonimurskerakenteet ja vertailurakenne. SCC Viatek 2002. (Dettenborn 2013)

Kantavuuden kehitystä on seurattu pudotuspainolaitemittauksilla myös Lasikaaressä (Pirkkala 2000) sekä Lautasenkadulla, Kuusimäenkadulla ja Yli-Huikkaantiellä (Tamperen n. 2000).

Työssä tehtyjen havaintojen perusteella tien rakennekerrokset, joissa on käytetty 0/50 mm betonimursketta kantavassa tai jakavassa kerroksessa, saavuttavat 13–15 vuoden jälkeen rakentamisesta noin 15–25 % suuremman kantavuuden päällysteen pinnalta kuin tavallisella kiviaineksella rakennetut rakennekerrokset. Eräs syy tähän voi olla suurempi hienoainemäärä, joka mahdollistaa tehokkaamman sementin uudelleen hydratoitumisen ja sitä kautta betonimurskekerroksen paremman lujittumisen. Lujittuminen perustuu sitoutumattoman sementin murskauksessa syntyvien reaktiopintojen sitoutumiseen. Koekohteista tehtyjen havaintojen perusteella lujittuminen on suurinta ensimmäisten vuosien aikana rakentamisesta ja hidastuu noin 2–5 vuoden jälkeen rakentamisesta.

Dettenborn (2013) tutki myös joidenkin käytössä olevien laskentamenetelmien (APAS, PLAXIS 3D Foundation, Odemark) soveltuvuutta betonimurskerakenteiden takaisinlaskentaan. Pudotuspainolaitemittauksista saatu tieto analysoitiin käyttäen taipumasuppilon taipuma-arvoja. Betonimurskeen takaisinlaskettujen E-moduulien suuruuteen vaikuttaa betonimurskeen sijainti tierakennekerroksessa. Lisäksi siihen vaikuttaa asfalttikerroksen paksuus, lämpötila, muut rakennekerrokset ja laskentamenetelmä. Tuloksien perusteella PLAXIS-ohjelmasta saatavat E-moduulit ovat samaa suuruusluokkaa APAS-ohjelmasta saatavien kanssa, lukuun ottamatta asfalttikerroksen ja pohjamaan E-moduuleja. PLAXIS-ohjelma yliarvioi asfalttikerroksen E-moduulit alhaisilla lämpötiloilla sekä paksuilla asfalttikerroksilla. Dettenbornin (2013) mukaan pohjamaan E-moduulin vaihtelut johtuvat ohjelmien lineaarielastisesta mallista. APAS-ohjelma olettaa pohjamaan kerrospaksuuden olevan ääretön, kun PLAXIS-ohjelmassa se on rajoitettu. Yleisesti PLAXIS antaa pienempiä jäykkyyksiä kantavan ja jakavan kerroksen materiaaleille.

Keravan maankaatopaikalla kaatopaikan tiellä tehtiin betonimurskerakenteiden auki-kaivukokeilu, jonka tarkoituksena oli selvittää lujittuneen betonimurskeen kaivettavuus. Rakenteesta kaivetulle betonimurskeelle (0/50 mm) tehtiin myös laboratoriokeita. Lujittuneen betonimurskeen kaivu voitiin tehdä kynsikauhalla tai hydraulisesti kallistuvalla luiskakauhalla vaikeuksitta. Betonimurske irtosi täysin rakeisena ja sen palauttaminen kuoppaan ja tiivistäminen tapahtui ongelmitta. (Dettenborn 2013) Tehtyjen kenttä- ja laboratoriotutkimusten perusteella rakenteesta kaivettu betoni-

murske voidaan käyttää kaivannon täyttööseen uudelleen. Uudelleen tiivistetty materiaali tulee saavuttamaan yli 70 % lujuudesta, joka materiaalilla oli ennen aukikaivua. Lujittumisen mahdollistamiseksi eri rakennekerrosten materiaalit eivät saa sekoittua. (Forsman 2001)

Ympäristöministeriön Ekoinfra-ohjelman tukemassa tutkimusprojektissa ”Uusio-materiaalit yhdyskuntien liikenneväylien pehmeikkörakenteissa” (Forsman et al. 2002) testattiin rakennesovellutuksia, joissa yhdistettiin betonimursketta, masuunihiekkaa ja rengasrouhetta erilaisina yhdistelminä samaan poikkileikkaukseen. Tutkimuksessa toteutettiin neljä instrumentoitua koerakennuskohdetta ja tehtiin seuranta-mittauksia neljässä aikaisemmin toteutetussa kohteessa. Betonimursketta käytettiin kantavassa ja jakavassa kerroksessa. Kerrokset olivat pääosin 150...250 mm paksuisia, mutta kahdessa kohteessa kerrospaksuudet olivat suurempia 350...850 mm välillä. Pääosin betonimurske oli laadultaan BeM II 0...50 mm. Yhdessä kohteessa maksimiraekoe oli noin 100 mm ja yhdessä kohteessa betonimurske oli laadultaan BeM I 0...50 mm. Kaikissa kohteissa tiivistäminen tapahtui yhdessä kerroksessa. Havaittiin että, ohuen betonimurskekerroksen tiiviys rengasrouhekerroksen päällä jää alhaiseksi. Kantavuusmittausten perusteella kerrokset näyttäisivät kuitenkin lujittuneen tai tiivistyneen muutamassa kuukaudessa. Kaikissa kohteissa, joissa betonimursketta käytettiin rengasrouheen yläpuolella, ylitettiin tavoitekantavuudet pudotuspainolaitteella mitattuna. Levykuormituskokeella mitatut kantavuudet olivat pudotuspainolaitteella mitattuja alhaisempia, eikä kaikissa kohteissa tavoitekantavuuksia edes saavutettu. Betonimurskeen havaittiin myös lujittuvan paremmin, kun rengasrouheen yläpuolinen betonimurskekerros on vähintään 800...900 mm paksuinen. Ohuilla betonimurskekerroksilla suurimmat E-moduulit on saavutettu paksujen ja hyvin kantavien masuunihiekka- ja murskekerrosten, heikoimmat vastaavasti ohuempien masuunihiekkakerrosten päällä olleista betonimurskekerroksista.

### **Yhteenveto**

Betonimursketta on käytetty tyypillisesti tien kantavassa tai jakavassa kerroksessa. Ruotsalaisissa koekohteissa betonimursketta on käytetty pääasiassa jakavassa kerroksessa. Betonimurske on tyypillisesti peräisin purkutyömailta, elementtiteollisuudesta tai vanhoista ratapölkkyistä. Purkutyömailtaperäisin olevan betonimurskeen, kuten muunkin betonimurskeen toimivuuteen, vaikuttaa merkittävästi murskeen puhkaus eli miten hyvin muut rakennusjätteet on saatu eroteltua.

Pudotuspainolaitemittausten perusteella betonimurskekerroksen moduuliarvo kasvaa ajan myötä selvästi. Kasvu on tyypillisesti suurinta ensimmäisten kuukausien aikana ja pienenee sitten. Betonimurskerakenteen jäykkyysmoduuli on vähemmän riippuvainen jännitystilasta kuin tavanomaisen murskeen jäykkyysmoduuli. Mikäli rakentamisaikakohta sijoittuu myöhäiseen syksyyn tai alkutalveen saattaa lujittuminen viivästyä. Tämä oli havaittavissa useissa ruotsalaistutkimuksissa. Arm (2003) totesi, että moduuliarvo kaksi vuotta rakentamisen jälkeen saattaa olla noin kaksinkertainen verrattuna kuukausi rakentamisen jälkeen mitattuun jäykkyyteen. Suomalaistutkimuksissa on myös havaittu, että lujittuminen on suurinta muutaman ensimmäisen vuoden aikana ja hidastuu sitten. Ekebyssä, Ruotsissa jakavassa kerroksessa käytetyn betonimurskeen jäykkyys oli kolminkertaistunut kolmessa kuukaudessa tien valmistumisesta, vaikka levityksen aikana ei oltu lisätty vettä. Enemmän hienoainesta sisältävät betonimurskeet myös lujittuvat paremmin kuin karkeammat murskeet. Betonimurske soveltuu käytettäväksi myös runsaasti liikennöidyille teille.



Betonimurskerakenteita on käytetty jo pitkään eikä vaurioitumista tutkituissa kohteissa ole havaittu. Betonirakenteet ovat tyypillisesti toimineet jopa paremmin kuin vertailurakenteen. Jäykkyyden kasvu on ollut myös suurempaa kuin laboratoriokokeiden perusteella on ollut odotettavissa. Keravan maakaatopaikalla toteutetun auki-kaivukokeilun perusteella betonimursketta voitiin kaivaa helposti, se irtosi täysin rakeisena ja sen palauttaminen kuoppaan ja tiivistäminen tapahtui ongelmitta. Laboratoriotutkimusten perusteella uudelleen tiivistetty materiaali tulee saavuttamaan noin 70 % aiemmasta lujuudestaan.

Suomessa betonimurskekohteissa on käytetty betonimursketta sekä kantavassa että jakavassa kerroksessa. Ruotsissa betonimursketta suositellaan käyttämään ensisijaisesti jakavassa kerroksessa. Yksi syy betonimurskeen suosimiseen jakavassa kerroksessa on pienempi riski suolauksen tunkeutumiselle betonimurskekerrokseen. Suolauksen vaikutuksia betonirakenteeseen ei tässä tutkimuksessa havaittu. Paksummissa kerroksissa betonimurskeen on havaittu myös lujittuvan paremmin.

### 5.1.2 Asfalttimurske- ja asfalttirouherakenteet

Asfalttimursketta saadaan murskattaessa tiepäälysteiden purussa syntyviä asfalttikappaleita ja asfalttirouhetta muodostuu jyrittäessä tiepäälystettä. Asfalttimurske ja -rouhe ovat kiviainesmurskeen kaltaista materiaalia. Murskattu asfaltti sisältää vanhaa sideainetta, jonka ominaisuudet vaihtelevat käytetyn materiaalin perusteella. Vanhan asfaltin talteenotossa tarttuu aina mukaan hieman asfaltin allakin olevaa materiaalia, mikä alentaa sideainepitoisuutta. Asfalttimurskeen ja rouheen laatu on aina riippuvainen murskatun päälysteen ominaisuuksista.

Bitumin sekä laadukkaan ja kestävä kiviaineksen vuoksi vanha asfaltti on hyödyllistä käyttää uuden päälysteen raaka-aineena. Uusioasfaltit ovatkin nykyisin asfalttiteollisuuden vakiotuotteita. Asfalttimurskeen ja -rouheen käyttöä asfalttimassoissa ei tässä työssä käsitellä. Asfalttirouhe ja -murske sopivat myös kantavan tai jakavan kerroksen raaka-aineeksi tai stabilointiin. Asfalttirouhetta ja -mursketta on käytetty maailmalla myös lentotuhkalla stabiloituna.

Asfalttirouheella materiaalin ja ympäristön lämpötila levitysvaiheessa vaikuttaa saavutettavaan tiivistystulokseen. Asfalttirouhe on vaikeasti tiivistettävä ja vaatii sopivan lämpötilan lisäksi riittävän raskaan tiivistyskaluston ja materiaalin riittävän vesipitoisuuden tiivistyäkseen kunnolla. Asfalttirouheen jälkitiivistyminen ja siitä aiheutuva urautuminen saattaa muodostua ongelmaksi rakenteessa, jossa asfalttirouhe on levitetty rakennekerrokseen kylmänä. Kriittisin ajanjakso on suhteellisen pian levitystyön jälkeen. (Jacobson 2002b)

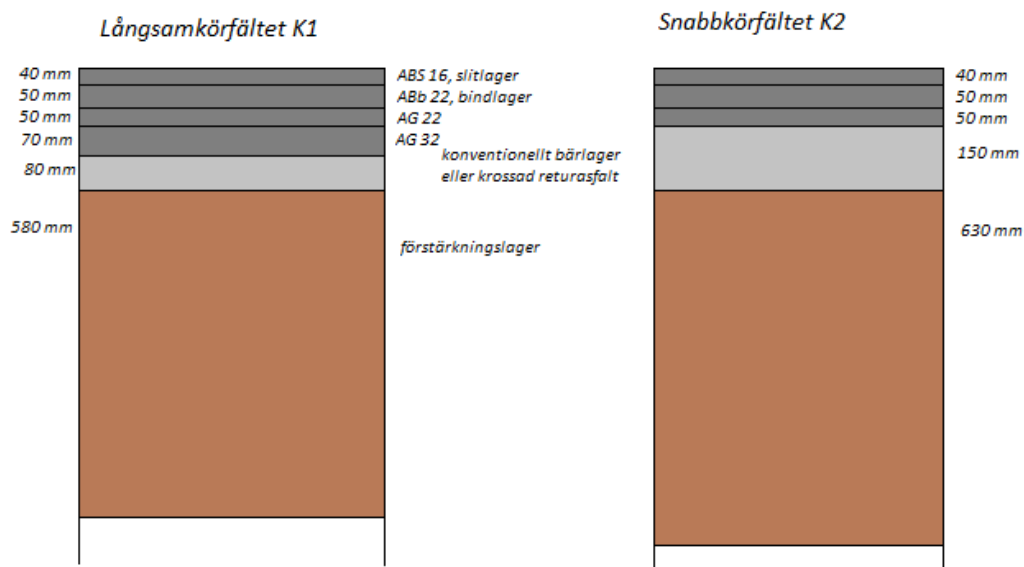
### Asfalttimurskerakenteet Ruotsissa

Käytännön kokemukset Ruotsissa ovat osoittaneet, että asfalttimurskeella voidaan saavuttaa yhtä hyvä tai jopa parempi kuormituskestävyys kuin tavanomaisella murskeella tien kantavassa tai jakavassa kerroksessa. Stabiliateetti voi kuitenkin olla ongelmallinen, mikäli bitumipitoisuus on korkea tai materiaali on huonosti tiivistetty. Ei ole myöskään suositeltavaa käyttää asfalttimursketta staattisten kuormien ollessa suuria deformaatoriskin kasvamisen vuoksi. Raekoko, rakeisuuskäyrä ja muut materiaaliominaisuudet vaikuttavat laatuun. Rakentamistavalla ja erityisesti tiivistämisellä on suuri merkitys saavutettavaan lopputulokseen. Paras lopputulos saavutetaan, kun asfalttimurske levitetään lämpimissä olosuhteissa, ohuissa 8–15 cm paksuisissa ker-

roksissa ja tiivistetään huolellisesti samalla kastellen. Tiivistimen tulisi olla raskas (15 t) ja tiivistäminen tehdä matalalla taajuudella ja korkealla amplitudilla. Optimaalinen vesipitoisuus on 4–6 %. (Jacobson 2002a; Jacobson 2002b; Hellman et al. 2011) Asfalttimursketta on Ruotsissa käytetty myös kulutuskerroksessa vähäliikenteisillä sorateilla. Asfalttimurskeen käytöllä voidaan vähentää tien pinnan pölyämistä. Raekooltaan 0–11 tai 0–18 mm murskeita on käytetty tähän tarkoitukseen. Parhaan tuloksen saavuttamiseksi asfalttimursketta on sekoitettu kiviainekseen. Kerroksen paksuus on tyypillisesti noin 50 mm. Yhtenä ongelmana on kuitenkin ollut asfalttimurskerakkeiden kasautuminen, mikä muodostaa epähomogeenisen kerroksen. Kerros on herkkä halkeilemaan ja tiehen voi muodostua reikiä. (Hellman et al. 2011) Norjalaisissa tutkimuksissa on havaittu, että asfalttimurskeella saavutetaan hyvä kantavuus ja sen muodonmuutosominaisuudet ovat hyväksyttävällä tasolla. Asfalttimurskeella on mursketta parempi lujuudenkehitys ja sitä voidaan käyttää myös raskaasti liikennöidyillä teillä kantavassa tai jakavassa kerroksessa. (Jacobson 2002b)

#### E4, Markaryd

Noin 100 000 tonnia vanhaa asfalttia kierrätettiin uuden E4 moottoritien rakentamisessa. Liikennemäärä tiellä on noin 10 000 ajon./vrk, joista raskasta liikennettä on 30 %. Noin 30 000 tonnia asfalttimursketta käytettiin vaahtobitumilla käsiteltynä ja 70 000 tonnia sellaisenaan ilman sideaineita. Molemmissa tapauksissa asfalttimursketta käytettiin kantavassa kerroksessa tavallisen asfalttipäällysteen alla. Tässä yhteydessä ei käsitellä vaahtobitumilla käsitellyn asfalttimurskerakenteen toimintaa. Kerrospaksuudet asfalttimurskeella olivat saman suuruisia (80 mm tai 150 mm) kuin vastaavalla kantavan kerroksen murskeella. Sidottujen kerrosten paksuus kantavan kerroksen päällä oli rakenteesta riippuen yhteensä 210 tai 140 mm. Tien päällysrakenteet on esitetty kuvassa 37. (Jacobson & Waldemarson 2011)



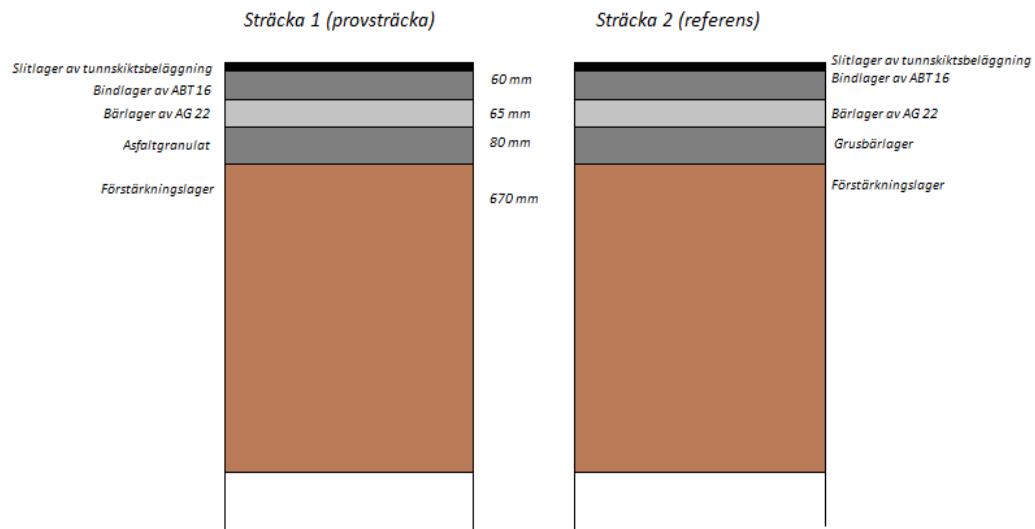
Kuva 37. E4, Markaryd. Päällysrakennekerrokset. Perustuu lähteeseen (Jacobson & Waldemarson 2011)

Noin 4 km mittaista osuutta, jonka kantava kerros oli rakennettu pelkästään asfalttimurskeesta, seurattiin vuosina 2006–2010. Asfalttimurske sisälsi vanhan tien sidottujen kerrosten lisäksi jonkin verran kaivussa mukaan tullutta alempien kerrosten kiviainesta, joten bitumipitoisuus oli alhaisempi kuin vanhan tien asfalttikerroksilla ja kiviainespitoisuus vastaavasti korkeampi. Murskauksen, seulonnan, levityksen, kastelun ja tiivistämisen jälkeen asfalttimurskekerroksen päälle tehtiin sidotut kerrokset. Tie avautui liikenteelle kesäkuussa 2006 ja kulutuskerros tehtiin kesällä 2007. Onnistuneen tuloksen saavuttamiseksi tehtiin useita tiivistämiskokeita. Ensimmäisessä tiivistämiskokeessa kerrospaksuus oli 80 mm ja asfalttimurskeen raekoko 0–45 mm. Tiivistämiskokeessa havaittiin, että sopiva vesipitoisuus massoille on 5–6 %, mikä merkitsee sitä, että massoja on kasteltava ennen tiivistämistä. Toisessa tiivistämiskokeessa lämpötila oli korkeampi ja kerrospaksuus 150 mm. Massan sopivaksi vesipitoisuudeksi saatiin 5–8 %. Alle 20 °C lämpötilassa tarvitaan vähintään kymmenen ylitystä 15 tonnin täryjyrällä. Lämpimämmällä säällä riitti 5 ylitystä täryllä sekä viimeistely ilman tärytystä tiiviin lopputuloksen saavuttamiseksi. Jacobson & Waldemarson (2011) toteavatkin, että tiivistäminen on tehtävä huolellisesti ja oikeanlaisella jyrällä.

Kairanäytteiden perusteella asfalttimurske on sitoutunut lujaksi ja kestäväksi asfalttikerrokseksi. Tien pinnalta suoritettujen tasaisuus- ja urasyvyysmittausten perusteella asfalttimurskerakenne toimii yhtä hyvin kuin vertailurakenteen sitomaton kantava kerros. Jacobson & Waldemarsonin (2011) mukaan osuuksilla, joissa asfalttimursketta on käytetty kantavassa kerroksessa, voitaisiin vähentää bitumilla sidottujen kerrosten paksuuksia ilman, että tien odotettu elinikä pienenesi tavanomaiseen rakenteeseen nähden.

#### **Väg 46, Blidsberg-Trädet, Västergötland.**

Asfalttimursketta (0/35 mm) käytettiin tien kantavassa kerroksessa 6 kilometrin matkalla (Blidsberg-Trädet), Ruotsissa. Murske oli peräisin vanhasta tiestä ja sitä varastoitettiin noin kahden kuukauden ajan murskauksen jälkeen ennen levitystä. Materiaalia kasteltiin levityksen ja tiivistämisen yhteydessä. Tiivistäminen tapahtui teräsvalssi- ja kumipyöräjyrällä. Kaksi viikkoa myöhemmin tehtiin sidottu kantava kerros sekä sidekerros. Tie avattiin liikenteelle 2002 ja kulutuskerros tehtiin seuraavan kesänä. (Jacobson 2003) Tien päällysrakenteet on esitetty kuvassa 38.



Kuva 38. Blidsberg-Trädet, rakennekerrosten poikkileikkaukset, perustuu lähteeseen (Jacobson & Waldemarson 2011)

Lasermittauksilla seurattiin tien tasaisuutta ja urasyvyyskärsiä. Keväällä 2003 asfalttimursketta sisältäneillä osuuksilla saatiin hyvin saman suuruisia arvoja kuin vertailurakenteella. Syksyllä 2007 tehdyissä mittauksissa asfalttimursketta sisältäneillä osuuksilla urasyvydet olivat kauttaaltaan hieman pienempiä kuin vertailuosuuksilla. Syksyn 2008 mittauksissa urautuminen molemmissa rakenteissa oli lähes yhtä suurta. (Jacobson & Waldemarson 2011)

### Asfalttimurskerakenteet Yhdysvalloissa

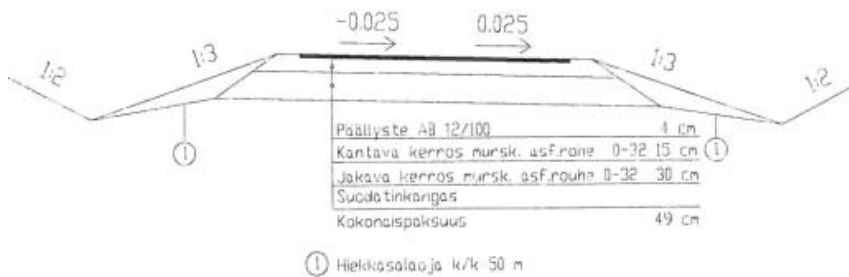
McGarrah (2007) analysoi tutkimuksessaan Yhdysvalloissa tehtyjä tutkimuksia liittyen asfalttimurskeen sekä asfalttimurskeen ja kiviaineksen sekoituksen käyttöön tien kantavassa kerroksessa. Yhdysvalloissa asfalttirouheen ja -murskeen käyttöä tie-rakenteiden sitomattomissa kerroksissa on rajoitettu osavaltiokohtaisesti. Asfalttirouheen kuormituskestävyyttä parannetaan tyypillisesti sekoittamalla sitä luonnonkiviainekseen. Asfalttirouheen sallittu määrä seoksissa on tyypillisesti 50 % tai alle. McGarrahin mukaan pelkkä asfalttimurske (RAP; Reclaimed Asphalt Pavement) ei sovellu käytettäväksi kantavassa kerroksessa.

Cosentino & Kalajian (2001) ovat tutkineet mm. sään ja varastointiajan vaikutusta kantavan kerroksen asfalttimurskeeseen. Vuoden ajan seuratussa rakenteessa on havaittu, että kantavuus huononi lämpimien kesäkuukausien aikana ja vastaavasti kantavuus kasvoi talvella.

### Asfalttimurskerakenteet Suomessa

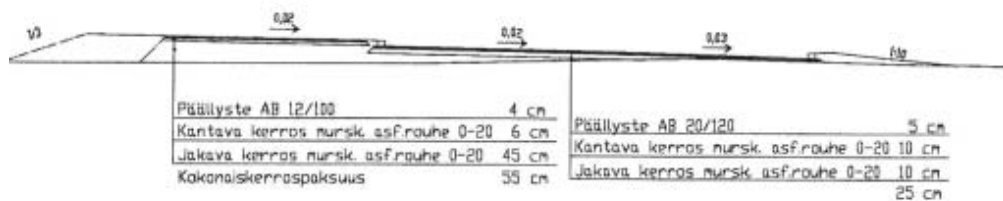
Jaanipuiston puistokäytävän rakentaminen asfalttimurskeesta toteutettiin kesällä 1998 Turussa. Puistokäytävä on noin 430 metrin pituinen ja se sijaitsee pehmeiköllä, jossa painuvien maakerrosten paksuus vaihtelee välillä 5...40 metriä. Pohjavesi on noin puolen metrin syvyydessä nykyisestä maanpinnasta. Reilun metrin paksuisen kuivakuorikerroksen alla on erityisen heikkoa ja vesipitoista savista liejua jopa kahden metrin paksuudelta. Liejukerroksen alla on lujempaa savea. Kadun koko päällysrakenne tehtiin asfalttimurskeesta (Kuva 39). Asfalttirouhekerros oli 450 mm paksuinen koko osuudelta. Asfalttimurske oli raekooltaan 0...32 mm kokoista. Levitystyö tehtiin aluksi tiehöylällä kasasta levittäen. Kerrospaksuuden kasvaessa kuormat ki-

pattiin tasaisina mattoina noin 50 metrin matkalle ja levitettiin tiehöylällä. Tiivistystyö tehtiin jyrällä täryttäen ja tiivistyskertoja oli useita. Materiaalin työstäminen muotoonsa oli helppoa. Ajettaessa työkoneella yli oli selvästi havaittavissa materiaalin jousto-ominaisuus. Rakenteen pinta palautui kuitenkin nopeasti lähes ennalleen kuormituksen siirryttyä. Rakenteeseen asennettiin lisäksi kuusi painumalevyä asfalttimurskeen kokoonpuristuvuuden arvioimiseksi. Kolmen ensimmäisen kuukauden aikana asfalttimurskekerrokset kokoonpuristuivat 9...34 mm.



Kuva 39. Jaaninpuiston puistokäytävän tyyppipoikkileikkaus (Kondratjeff 1998)

Itäisellä Rantakadulla Turussa asfalttimurskekohde toteutettiin kahdessa vaiheessa. Kesäkuussa 1998 korotettiin kevyenliikenteenväylä ja lokakuussa rakennettiin ajorata. Rakennettava osuus oli noin 130 metrin pituinen ja sijaitsi vanhan betonilaiturin päällä. Päällysrakenne tehtiin asfalttimurskeesta (Kuva 40). Asfalttimurskekerroksen paksuus vaihteli muutamasta cm:stä aina 55 cm asti. Asfalttimurske oli raekooltaan 0...20 mm kokoista. Levitystyö tehtiin kippaamalla kuormat tasaisina mattoina noin 30 metrin matkalle ja levittämällä sitten tiehöylällä. Kevyenliikenteenväylä tiivistettiin käsikäyttöisellä tärylevyllä ja ajorata jyrällä täryttäen. Tiivistystyö onnistui hyvin. Materiaalin työstäminen muotoonsa onnistui myös helposti.



Kuva 40. Itäisen Rantakadun tyyppipoikkileikkaus (Kondratjeff 1998)

Koska koerakenteiden seuranta on kestänyt enimmilläänkin vain 3 kuukautta, ei pitkäaikaiskäyttytymisestä voida sanoa mitään. Painumalevyillä saatujen tulosten perusteella kahden viimeisen mittauksen välillä on tapahtunut kaikilla painumalevyillä löyhtymistä, mikä Kondratjeffin (1998) mukaan johtuu runsaista sateista. Rakennekerrokset ovat kyllästyneet vedellä, koska kuivatusta ei ole saatu rakennettua suunnitellusti. Koekuopista saatujen tulosten perusteella rakennettaessa kovalle pohjalle tiivistäminen onnistuu hyvin. Materiaali ei kuitenkaan saa olla liian kosteaa ja tiivistäminen on tehtävä lämpimällä säällä. Itäisen Rantakadun alusrakenne oli kovaa, mutta tiivistäminen ei onnistunut parhaalla mahdollisella tavalla, mikä johtune juurikin kylmästä säästä ja asfalttimurskeen märkyydestä.

## Yhteenveto

Tyypillisesti asfalttimursketta ja -rouhetta käytetään materiaalina uuden asfaltin valmistuksessa. Pohjoismaista on myös olemassa varsin hyviä tuloksia asfalttimurskeen käytöstä tien jakavassa ja kantavassa kerroksessa. Asfalttimursketta on käytetty myös sekoitettuna tavanomaisen kiviaineksen, soran tai murskeen, kanssa. Yhdysvalloissa on asfalttimurskeen käytöllä tarkkoja rajoituksia, jotka estävät asfalttimurskeen käytön sellaisenaan ilman kiviaineslisäystä. Tyypillisesti sallittu asfalttimurske pitoisuus on 50 %. Asfalttimursketta on ainakin Ruotsissa käytetty sorateillä kulutuskerroksessa yhdessä kiviaineksen kanssa. Asfalttimurskeen käyttö vähentää pölyämistä, mutta saattaa johtaa tien pinnan halkeiluun ja reikiintymiseen.

Asfalttimurskerakenteen onnistumisen kannalta kriittistä on rakenteen tiivistäminen. Sopiva vesipitoisuus massoille on tutkimuksien mukaan noin 4–8 % rakenteesta riippuen. Asfalttimursketta on kastettava tiivistämisen aikana. Vesi toimii liukasteena rakeiden välissä. Tiivistäminen tulisi tapahtua riittävän ohuissa kerroksissa (8–15 cm) ja tiivistyskaluston oltava riittävän raskas. Tarvittavien ylityskertojen määrä riippuu ilman lämpötilasta. Tiivistäminen olisi hyvä tehdä lämpimällä säällä. Jälkitiivistyminen on mahdollista, mikäli asfalttimurskeen lämpötila ei ole riittävän korkea tiivistämisen aikana. Jälkitiivistyminen tapahtuu pian rakentamisen jälkeen. Tiivistystulokseen vaikuttaa myös alapuolisen rakenteen jäykkyys. Asfalttimurske voi rakenteessa sitoutua asfaltin kaltaiseksi kerrokseksi, jonka jäykkyys on jopa tavanomaista murskerakennetta parempi.

### 5.1.3 Jätteenpolton kuonarakenteet

Yhdyskuntajätteen poltossa polttokattilan pohjalle syntyvää pohjatuhkaa kutsutaan tässä yhteydessä jätteenpolton kuonaksi. Jätteenpolton kuonien toimivuudesta tie-rakenteissa ja rakenteiden pitkäaikaiskestävyydestä on saatavissa melko vähän tutkimustietoa. Tutkimukset keskittyvät suurelta osin kuonien sisältämien haitta-aineiden liukoisuuksien selvittämisen. Vaikka ympäristökelpoisuuteen ei tässä tutkimuksessa muilta osin paneudutakaan, on jätteenpolton kuonan kohdalla esitetty muutamia liukoisuusominaisuuksien selvittämiseksi tehtyjä tutkimuksia. Suomalaisissa tutkimuksissa on todettu (Sormunen 2015), että suurin osa haitta-aineista alittaa nykyainsäädännön asettamat raja-arvot. Antimoni (Sb) ja kloori (Cl-) ovat ongelmallisimpia etenkin pienemmissä jakeissa. Laboratoriokokeet eivät kuitenkaan riitä arvioimaan kuonan todellisia ympäristövaikutuksia, jolloin suuremman mittakaavan lysimetri-/koekenttäkokeet ovat tarpeen.

Monia kohteita on seurattu jo melko pitkäänkin, joten jotain voidaan sanoa myös rakenteen kestävydestä. Jätteenpolton kuonien laatu vaihtelee huomattavasti poltettavan materiaalin sekä polttoprosessin mukaan. Edes samasta jätteenpolttolaitoksesta syntyvä kuona ei ole ominaisuuksiltaan aina samanlaista, mikä edellyttää materiaaliominaisuuksien laajaa selvittämistä aina ennen hyötykäyttöä. Arm (2004) tutki syklisellä kolmiakσιαalikokeella neljän eri yhdyskuntajätteen polttolaitoksen kuonia. Eri polttolaitosten välillä oli havaittavissa merkittävä ero laskettujen jäykkyysmoduulien arvoissa. Kausittainen ero polttolaitosten sisällä ei kuitenkaan ollut merkittävä. Orgaanisen aineen osuus eri polttolaitosten välillä aiheutti eron palautuvien muodonmuutosominaisuuksien osalta. Pysyvien muodonmuutosten osalta eroihin vaikutti myös muita tekijöitä, kuten raekokojakauma ja rakeiden muoto. Jätteenpolton kuonien tekninen käytettävyys kasvaa merkittävästi, mikäli orgaanisen aineen määrä saadaan pidettyä matalana. Kuonien pysyvät muodonmuutokset olivat tutkimuksessa

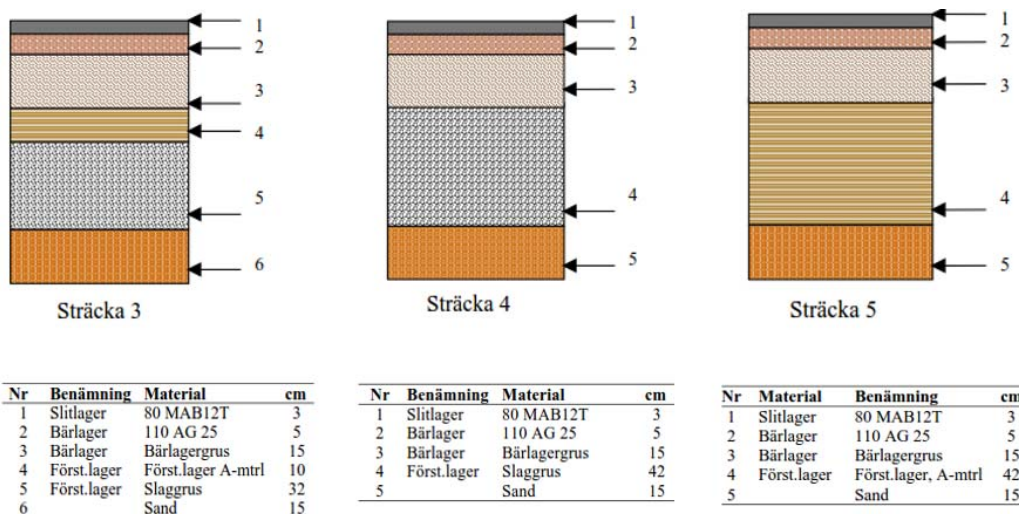
kaiken kaikkiaan pienempiä kuin hiekalla. Kuonilla on myös hyvä vedenläpäisevyys ja alhainen lämmönjohtavuus.

### Jätteenpolton kuonarakenteet pohjoismaissa

Ruotsissa jätteenpolton kuonaa (ruots. slaggrus) on kokeiltu melko vähän johtuen lainsäädännön asettamista rajoitteista. Sen sijaan jopa 100 % Alankomaissa, 70 % Tanskassa ja 50 % Saksassa syntyvistä yhdyskuntajätteen polton kuonista hyötykäytetään. (Hartlén et al. 1999) Slaggrus on lajiteltua ja vähintään puoli vuotta ulkona varastoitua kotitalous- ja teollisuusjätteenpoltoissa syntyvää pohjatuhkaa. Lajittelulla tarkoitetaan yli 45 mm suuruisten partikkeleiden poistamista sekä magneettisten ja yhä enenemässä määrin myös sähköä johtavien partikkeleiden poistamista. (Arm et al. 2008b)

### Vändöra, Ruotsi

Vändöran koetie Linköpingissä, Ruotsissa on rakennettu jo vuonna 1987 ja se on noin 160 metrin pituinen ja 7,5 metrin levyinen. Tie on jaettu viiteen osuuteen, joista kukin osuus on noin 30 metrin pituinen: Osuudet 1–2 sisältävät hiilenpolton pohjatuhkaa, osuudet 3–4 jätteenpolton kuonaa ja osuus 5 on tavanomaisista materiaaleista rakennettu vertailuosuus (Kuva 41). Vaihtoehtoisia materiaaleja on käytetty tien jakavassa kerroksessa.



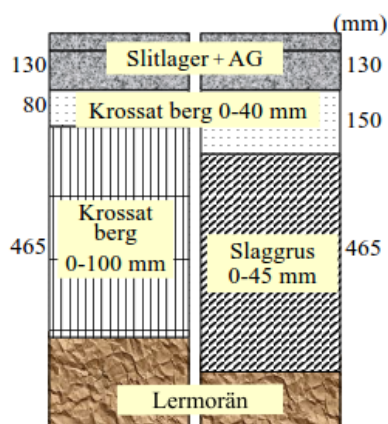
Kuva 41. Päällysrakenne Vändöra, Linköping. Testiosuudet 3 ja 4 sisältävät jätteenpolton kuonaa jakavassa kerroksessa ja osuus 5 toimii vertailuosuutena. (Bendz et al. 2006)

Tie rakennettiin alun perin ison tutkimusprojektin yhteydessä (Slagganvändning – Teknik och Miljö, rahoittajana apurahasäätiö REFORSK). Sittemmin tietä on tutkittu eri yhteyksissä. Ensimmäisinä vuosina rakentamisen jälkeen rakenteen jäykkyys kasvoi hieman. Vändörassa käytettyä kuonaa oli varastoitua ainoastaan pari kuukautta, mikä saattaa selittää jäykkyyden kasvun. Toisena mahdollisena syynä voidaan pitää sitä, että Vändöran kuonan joukossa olisi ollut hieman kalkkia, joka olisi sitten aikaan saanut jäykkyyden kasvun. (Arm et al. 2008a) Vuonna 2003 alkaneissa tutkimuksissa (Bendz et al. 2006) havaittiin, että ensimmäisinä vuosina rakentamisen jälkeen levykuormituskokeilla havaittu vähäinen jäykkyyden kasvu oli loppunut. Häiriintymättö-

mistä näytteistä saatujen tulosten mukaan jäykkyys oli verrattavissa myöhempiin kuoniin samasta jätteenpolttolaitoksesta, mutta vertailurakenteen tavanomaiseen murskeeseen verrattuna jäykkyys oli matalampi. Pysyvät muodonmuutokset olivat näytteellä kuitenkin huomattavasti suurempia kuin murskeella tai muiden jätteenpolttolaitosten kuonilla.

### Törringevägen, Ruotsi

Törringevägen, lähellä Malmöä eteläisessä Ruotsissa, on vähäliikenteinen tie, jolla on hyvin vähän raskasta liikennettä. Koetie on rakennettu 1998 ja yhdessä koeosuudessa on jakavassa kerroksessa käytetty jätteenpolton kuonaa (ruots. slaggrus). Jätteenpolton kuonaa sisältävän koerakenteen pituus on 30 metriä ja päällysrakenne (Kuva 42) koostuu 130 mm paksuisesta bitumilla sidotusta päällysteestä ja kantavan kerroksen yläosasta, sitomattomasta kantavan kerroksen murskeesta 150 mm ja 465 mm paksuisista jätteenpolton kuonakerroksesta. Pohjamaa on savimoreenia (ruots. lermorän). Vertailuosuudessa sitomattoman kantavan kerroksen murskekerros on 80 mm paksuinen. Jätteenpolton kuona ei ole murskemateriaali eikä myöskään vastaa kestävyydeltään mursketta, joten se vaatii päälle paksumman kantavan murskekerroksen. (Arm et al. 2008a)



Kuva 42. Päällysrakenne Törringevägen. Vasemmalla vertailurakenne ja oikealla jätteenpolton kuonaa jakavassa kerroksessa sisältävä rakenne. (Arm et al. 2008a)

Pudotuspainolaitteella saadut tulokset Törringevägenillä osoittavat, että jätteenpolton kuona jakavassa kerroksessa on säilyttänyt jäykkyytensä hyvin. Jätteenpolton kuonan jäykkyys on noin 70 % murskeen jäykkyydestä, mikä on otettava suunnittelussa huomioon. Jakavan kerroksen jäykkyys on koerakenteella vertailurakennetta pienempi, mikä johtunee kuonan mursketta pienemmästä raekoosta. (Arm et al. 2008a)

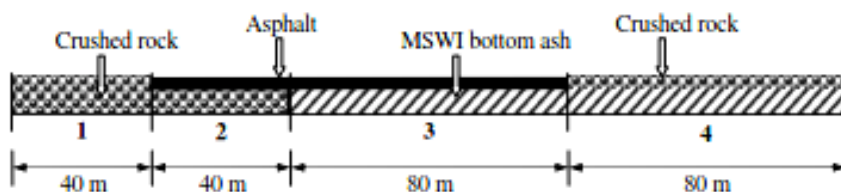
Marraskuussa 2006 kuonarakenteesta otettiin suuri määrä näytteitä vasemmalta ajoradalta Malmön päin mentäessä. (Arm et al. 2008b) Vertailunäytteitä otettiin myös jätteenpolttolaitoksen kuudesta kahdeksaan kuukautta vanhasta varastokasasta. Näytteitä säilytettiin reilun puolen vuoden ajan suljetuissa muovikämpäreissä huoneenlämmössä ennen tutkimusten alkua. Tutkimuksen tarkoituksena oli selvittää sivutuotteiden pitkäaikaiskestävyyteen vaikuttavaa ikääntymisprosessia sekä esitellä laboratoriomenetelmää, jossa kiihdytetään materiaalin ikääntymistä. Menetelmä mahdollistaisi tuoreen sivutuotteen pitkäaikaistoimivuuden arvioinnin. Jakavasta kerroksesta otetuista näytteistä määritettiin raekokojakauma, vesipitoisuus, kokoon-



puristuvuus ja orgaanisen aineen pitoisuus. Lisäksi määritettiin mineralogia ja mikrostrukturi (SEM/EDS-analyysi, XRPD-analyysi), jäykkyys ja stabiliteetti sekä kemiallinen koostumus, pH ja liukoisuus. Havaittiin selkeä ero tiestä otetun ja varastoidun tuhkan välillä, mikä on vain osittain selitettävissä sillä, että tiessä ollut kuona on vähemmän altistunut veden vaikutukselle vuosien aikana kuin ulkona kasavarastoitunut kuona. Varastoitunut kuona näytti myös enemmän mineralogiselta, soraomaiselta ja ruskeammalta kuin koetiestä otettu kuona. Kemialliset testit vahvistivat myös tämän. Liukoisuusominaisuudet eivät olleet kymmenen vuoden aikana merkittävästi muuttuneet. Tien reunoilla materiaali oli vaurioitunut tien keskiosaa enemmän, mikä saattaa johtua reunojen suuremmasta altistumisesta vedelle eikä niinkään karbonatisaatiosta, sillä eroa pH-arvoissa ei havaittu. Ikäännyttämiskokeella ei onnistuttu saavuttamaan tierakennetta vastaavia tuloksia.

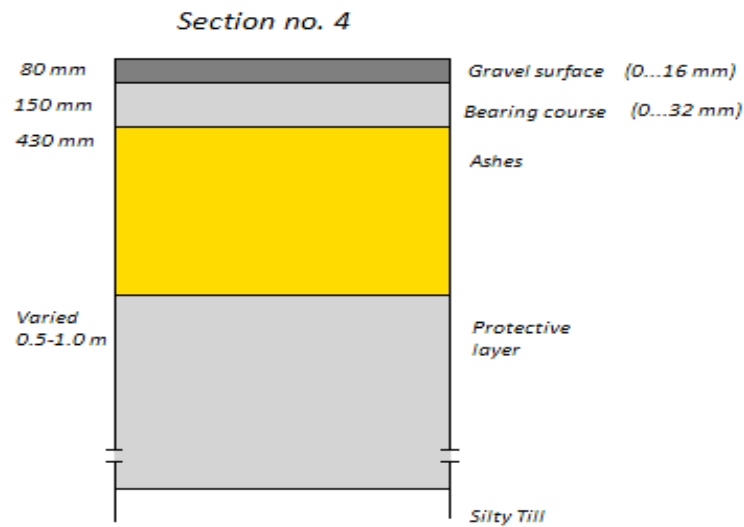
### Dåvavägen, Ruotsi

Dåvavägen on vähäliikenteinen tie, jolla kulkee muutamia kymmeniä kuorma-autoja päivässä (Arm et al. 2008a). Kuona valmistettiin käyttöä varten erottelemalla magneettiset materiaalit ja yli 50 mm partikkelit. Kuonaa varastoitettiin ulkona noin 6 kuukautta. Kuona oli peräisin yhdyskuntajätteestä ja se sisälsi pienen määrän lajiteltua teollisuusjätettä, kuten puuta, kumia ja muovia. Koetie rakennettiin kesällä 2001 Dävan polttolaitoksen alueelle. Testialue jakautui neljään osuuteen (Kuva 43).



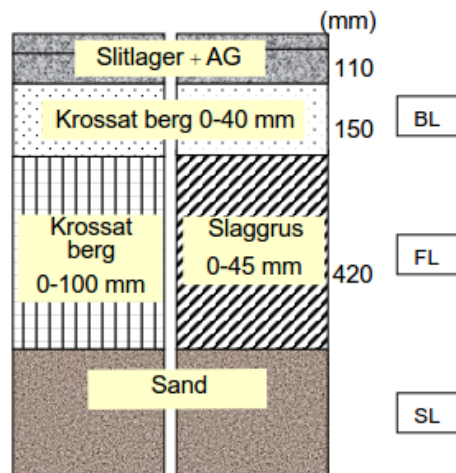
Kuva 43. Dåva. Koerakenteet, pituusleikkaus. (Lidelöw & Lagerkvist 2007)

Osuudet 3 ja 4 sisältävät noin 400 mm paksuisen kerroksen jätteenpolton kuonaa. Toinen on päällystetty tiivistetyllä murskeella (Kuva 44).



Kuva 44. Däva, osuuden 4 rakennekerrokset, perustuu lähteeseen (Lind et al. 2005)

Toinen osuus on päällystetty asfaltilla (Kuva 45). Asfalttipäällysteisissä rakenteissa (2 ja 3) päällimmäisenä on 110 mm bituminen kulutuskerros ja sidottu kantava kerroksen yläosa, kantava kerros 150 mm on mursketta ja jakava kerros koeosuudella 420 mm jätteenpolton kuonaa ja vertailuosuudella vastaavasti mursketta. (Arm et al. 2008a)

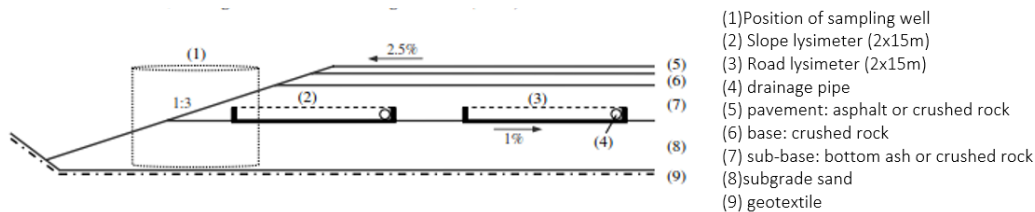


Kuva 45. Päällysrakenne Däva (BL = kantava, FL = jakava ja SL = suodatinkerros ja pohjamaa), osuudet 2 ja 3 (Arm et al. 2008a)

Asfalttipäällysteisille rakenteille tehty pudotuspainolaitemittausten tulokset osoittavat kuonarakenteessa ensin pientä jäykkyyden vähenemistä, jonka jälkeen jäykkyys on pysynyt samalla tasolla. Myös Dävassa jakavan kerroksen jäykkyys oli vertailurakenteita pienempi, mikä johtunee kuonan mursketta pienemmästä raekoosta. Jäykkyyden kasvua, joka oli havaittavissa Vändöran tuhkatieellä, ei ole havaittu Törringevägenillä eikä Dävassa. Tämä saattaa johtua siitä, että uudemmissa tuhakohteissa on kuonaa varastoitu kauemmin ennen käyttöä tierakenteessa. Törringevägenillä käy-

tettyä kuonaa oli vanhennettu peräti kaksi vuotta ja Dāvassakin käytettyä kuonaa puoli vuotta. Vändörassa käytettyä kuonaa oli varastoitu ainoastaan pari kuukautta. Toisena mahdollisena syynä eroon voidaan pitää sitä, että Vändöran kuonan joukossa olisi ollut hieman kalkkia joka olisi sitten aikaan saanut jäykkyyden kasvun. (Arm et al. 2008a)

Lidelöw & Lagerkvist (2007) arvioivat tutkimuksessaan tierakenteessa käytetyn jätteenpolton kuonan ja murskeen liukoisuuksia. Läpi virtaavien vesien keräämistä varten kukin osuus oli varustettu kahdella lysimetrillä (Kuva 46). Lysimetrit olivat pinta-alaltaan 2x15 m<sup>2</sup> ja tehty HDPE-kalvosta. Näytteet kerättiin kaivoista teiden sivuilta säännöllisesti kolmen vuoden ajan lukuun ottamatta talvea, jolloin vesi oli jäässä.

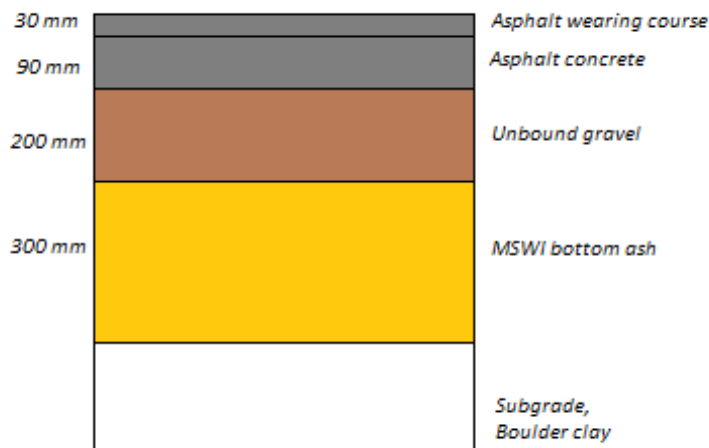


Kuva 46. Dāva, poikkileikkaus, josta ilmenee lysimetrien sijainnit rakenteessa. (Lidelöw & Lagerkvist 2007, muokattu)

Kenttäkokeiden perusteella havaittiin, että kupari (Cu), kromi (Cr) ja alumiini (Al) ovat tärkeimpiä jätteenpolton kuonan haitta-aineita. Helposti liukenevat aineet liukenevat nopeammin päällystämättömillä luiskilla kuin päällysteen alla. Sillä, oliko tie päällystetty asfaltilla vai murskeella, ei ollut suurta merkitystä. Åberg et al. (2006) tutkivat myös samaa rakennetta vuoden ajan. Ottaen huomioon myrkyllisyyden ja liuenneet ainemäärät, kadmium (Cd), kromi (Cr) ja kupari (Cu) olivat kuonaa sisältävissä rakenteissa tärkeimmät päästöt. Tutkimuksissa havaittiin, että sinkkipitoisuudet (Zn) olivat suuremmat murskeella kuin kuonalla. Myös Lind et al. (2005) tutkivat laajasti murskerakenteen liukoisuuksia.

### Skælskør, Tanska.

Kyseessä on raskaasti liikennöity paikallistie itäisessä Tanskassa. Tie on avattu liikenteelle syksyllä 1993. Jätteenpolton kuonaa on käytetty tien jakavassa kerroksessa. Jakava kerros on 300 mm paksuinen, kantava kerros 200 mm paksuinen ja asfalttikerrokset yhteensä 120 mm paksuisia (Kuva 47). Vertailurakenteessa kuona on korvattu luonnonhiekkalla.



Kuva 47. Päällysrakenne, Skælskør, Tanska, perustuu lähteeseen (Reid et al. 2001)

Vuonna 1998 ALT-MAT-projektin yhteydessä tien kunto arvioitiin hyväksi. Myös tasaisuus ja urasyvyysmittausten perusteella tie on hyvässä kunnossa. Pudotuspainolaitemittauksia verrattiin aiempiin mittaustuloksiin sekä vertailurakenteen vastaaviin tuloksiin. Havaittiin kuitenkin, että kuonakerroksen jäykkyys oli referenssirakenteen hiekkaa pienempi. Rakenteen kunto oli hyvä ottaen huomioon, että tie on raskaasti liikennöity. Kuona ei ollut myöskään merkittävästi murskaantunut kuormituksesta huolimatta. (Reid et al. 2001)

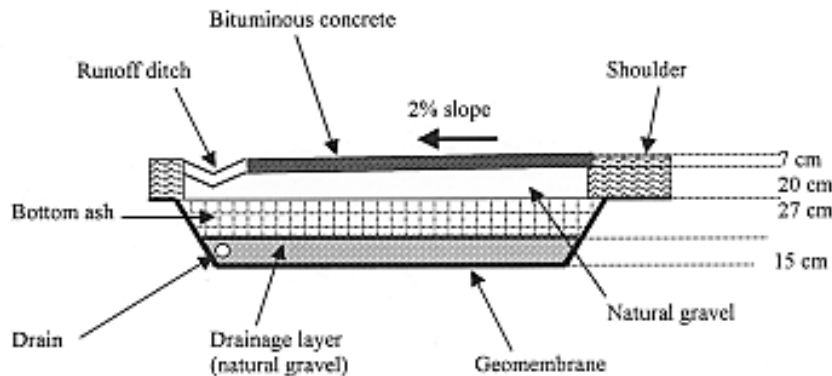
Tanskassa käynnistyi myös laaja tutkimus vuonna 2002 jätteenpolton kuonan hyödyntämisestä jakavassa kerroksessa. (Hjelmar et al. 2007) Kolmea eri kuonaa käytettiin kuudessa eri rakenteessa. Kuonakerrokset olivat 500...600 mm paksuisia. Rakenteet olivat pinta-alaltaan 100–200 m<sup>2</sup> ja ne oli päällystetty joko asfaltilla, soralla tai laatoilla. Testialueelta kerättiin tietoa suotovesien laadusta ja määrästä ajan funktiona erilaisissa olosuhteissa sekä veden virtauksesta. Testialueelta saatuja tuloksia verrattiin laboratoriossa tehtyjen testien tuloksiin. Laboratoriotulosten (Column test) ja lysimetrimillä kerättyjen suotovesien pH-arvot erosivat toisistaan huomattavasti muutamissa rakenteissa.

### Jätteenpolton kuonarakenteet Ranskassa

Ranskassa jätteenpoltossa syntyviä tuhkia ja kuonia on käytetty tierakenteissa jo 1950-luvulta saakka. Aluksi jätteenpolton lentotuhkaa ei eroteltu kuonasta vaan rakenteet sisälsivät myös kuonaa enemmän haitallisia aineita sisältävää lentotuhkaa. 1990-luvun alusta saakka on lentotuhka erotettu kuonasta ennen hyötykäyttöä. Ranskalaistutkimuksissa on selvitetty paljon eri haitta-aineiden pitoisuuksia ja liukoisuuksia sekä vanhoissa rakenteissa että uudemmissa rakenteissa. Muun muassa François et al. (2009) analysoivat 17 Ranskassa rakennettua kohdetta ja havaitsivat, että saatavilla olevissa tiedoissa on suurta vaihtelevuutta. Materiaalista itsessään on tyypillisesti hyvät tiedot, mutta ulkoisista tekijöistä sekä rakenteen vasteista tiedot ovat huonompia. Rakenteen monitorointi on myös tyypillisesti lyhytaikaista ja niukkaa sekä mekaaniset kuormitukset liian heikkoja, mikä heikentää kenttäkokeiden hyötyä.

## Brest

Kaksi kokeellista tieosuutta rakennettiin Brestiin, Ranskaan kesällä 1995. Ne ovat osa vähäliikenteistä kaatopaikalle johtavaa sisääntuloväylää. Molemmat osuudet olivat 60 metrin pituisia, 3,5 metrin levyisiä ja 0,7 metrin paksuisia. Ensimmäinen osuus sisälsi kuonaa jakavassa kerroksessa ja toinen osuus oli soraa sisältävä vertailuosuus. Käytettävä kuona oli peräisin kolmelta eri jätteenpolttolaitokselta ja se oli käsitelty seulomalla, poistamalla metalleja ja varastoimalla yli vuoden ajan. Koerakenne (Kuva 48) koostui 200 mm paksuisesta kantavasta sorakerroksesta, 270 mm paksuisesta jätteenpolton kuonaa sisältävästä jakavasta kerroksesta ja 150 mm paksuisesta kuivatuskerroksesta (karkeaa soraa #20-40 mm). Rakenteen alle asennettiin geomembraani. Molempien rakenteiden läpi suotautuvat vedet kerättiin erillisiin säiliöihin. Valumavedet kerättiin yhteiseen säiliöön ja sadevedet rekisteröivällä sademittarilla. (Bruder-Hubscher et al. 2001)



Kuva 48. Brest, Ranska. Poikkileikkaus (Bruder-Hubscher et al. 2001)

Tierakenteessa käytetyn kuonan geotekniset ominaisuudet (Taulukko 12) tutkittiin ennen rakennusvaiheen alkua ja ne täyttivät jopa kantavalle kerrokselle asetetut vaatimukset (raekoko, bearing index, Micro Deval, Los Angeles ja Proctor-koe). Vaatimuksista voidaan kuitenkin todeta, että esimerkiksi LA-arvolle asetetut vaatimukset ovat matalampia kuin vastaavat suomalaiset vaatimukset eri rakennekerroksille.

Taulukko 12. Pohjakuonan geotekniset ominaisuudet ja vaatimukset hyötykäytölle tie-rakenteessa (Bruder-Hubscher et al. 2001)

	Unit	Value measured (t=0) (1 sample)	Specifications for utilisation in road
Grain size			
maximum	mm	20	<50
bearing index	%	20	>20
Micro Deval	%	33	<45
Los Angeles	%	43	<45
Water content (W)	%	25.0	W=WOPM
Proctor test (WOPM)	%	26.6	

Rakentamisen aikana kaivoista kerättiin näytteitä ja ne analysoitiin. Päällästäminen jälkeen veden laatua kaivoissa seurattiin kuukausittain. Kolmen vuoden seurantajakson aikana havaittiin, että raskasmetallien ja fluoridien määrä sekä pH-arvot rakenteiden läpi suotautuneissa vesissä olivat molemmilla rakenteilla teollisille jätevesille asetettujen sallittujen raja-arvojen sisällä. Jakavassa kerroksessa käytetyllä kuonalla ei ole merkittävää vaikutusta rakenteen läpi virtaavien vesien koostumukseen verrattuna tavanomaiseen kiviainekseen vuoden käytön jälkeen. Haitta-aineiden määrät laskevat merkittävästi ajan mittaan. Tutkimuksessa havaittiin myös, että liukoisuustestillä (French standard leach test NF X31-210) saadut mittaustulokset olivat systemaattisesti korkeampia kuin rakenteissa käytännössä toteutuneet liukoisuudet. (Bruder-Hubscher et al. 2001)

Myös Dabo et al. (2009) havaitsivat kymmenen vuotta kestäneessä tutkimuksessaan Hérouvillen koetiellä, Ranskassa, että jätteenpolton kuonarakenteen läpi virtaavien vesien haitta-ainepitoisuudet ja pH laskevat nopeasti ensimmäisen kahden vuoden aikana. Kymmenen vuoden seurannan jälkeen liukenevien aineiden pitoisuudet olivat minimissään. Esimerkiksi klooripitoisuus oli välittömästi rakentamisen jälkeen neljäkymmentäkertainen verrattuna kymmenen vuoden seurannan jälkeisiin lukemiin. Ainoastaan  $\text{SO}_4$ -pitoisuus on hieman kasvanut ajan myötä. Ensimmäisten kolmen kuukauden aikana näkynyt piikki liukoisuuksissa ei ole suuri huolenaihe ympäristövaikutusten kannalta, sillä päästöt ovat muutoin pieniä ja paikallisia. Asfalttipäällyste (150 mm) suojaa rakennetta enimmäkseen veden läpivirtaukselta. Tutkimuksessa myös arveltiin, että karbonatisaatiota tapahtuu yhä kymmenen vuoden jälkeenkin. Jätteenpolton kuonaa oli käytetty hyvin vähäliikenteisellä tiellä jakavassa kerroksessa (250 mm). Koeosuus oli ainoastaan 20 metrin mittainen eikä tarkasteluaikana havaittu suurempia halkeamia tai muita vaurioita koeosuudella. Kuona oli seulottu poistamalla yli 300 mm rakeet, siitä oli poistettu magneettiset materiaalit ja alumiini sekä varastoitu ulkotiloissa kolmen kuukauden ajan ennen rakentamista.

Jätteenpoltossa syntyviä tuhkia alettiin Ranskassa käyttää jo paljon ennen kuin jätteenpolton lentotuhka 1990-luvun alussa alettiin erottaa muusta kuonasta. Tästä syystä monissa vanhemmissa jätteenpolton kuonarakenteissa seassa on myös enemmän haitallisia aineita sisältävää lentotuhkaa ja ne sisältävät siten enemmän ympäristölle haitallisia aineita kuin nykyiset jätteenpolton kuonat. Badreddine & François (2009) tutkivat PCDD/F-pitoisuuksia neljässä jätteenpolton lopputuotetta sisältäneessä vanhassa tiekohteessa. Vanhoissa jätteenpolton lopputuotetta sisältävissä rakenteissa näitä yhdisteitä oli huomattavasti enemmän kuin uudemmissa ainoastaan pohjatuhkaa sisältäneissä kohteissa. Koealueiden keskinäiset ja sisäisetkin vaihtelut pitoisuuksissa olivat kuitenkin suuria. Kokonaisuudessaan ympäröivien maiden PCDD/F-pitoisuudet olivat silti pienempiä kuin paikallisteillä tai paikallisilla vertailumaa-aineksilla keskimäärin. Tämä johtunee siitä, että yhdisteet eivät ole välittyneet jätteenpolton lopputuotetta sisältävistä kerroksista ympäröivään tieympäristöön.

ALT-MAT-projektissa (Reid et al. 2001) tutkittiin kahta Ranskassa 1970-luvulla rakennettua kohdetta: La Teste ja Le Mans. Molemmista rakenteista jätteenpolton kuonan seassa oli myös lentotuhkaa eikä käytettävää materiaalia oltu prosessoitu mitenkään ennen sijoittamista tierakenteisiin. Jätteenpolton kuonaa sisältävä koerakenne La Testessä, Koillis-Ranskassa on rakennettu jo vuonna 1976 ja se sijaitsee polttolaitoksen sisääntuloväylällä. Se on 320 metrin pituinen ja 7 metrin levyinen lenkki, jota käyttää noin 30-40 kuorma-autoa päivässä. Jätteenpolton kuonaa, joka on tuotettu kyseisessä La Testen polttolaitoksessa, on käytetty tien jakavassa kerroksessa. Jaka-

van kerroksen suunniteltu paksuus oli 400 mm. Kantava kerros oli 100 mm paksuinen. Jakavan kerroksen ja pohjamaan (hiekkaa) väliin ei ole asennettu minkäänlaisia geotekstiilejä. Tie on päällystetty vasta vuonna 1995 asfalttibetonilla.

Le Mans on kaupunki Länsi-Ranskassa. Siellä koerakenne on rakennettu vuonna 1978 ja sen päivittäinen liikennemäärä on 12000 ajon./vrk. Raskasta liikennettä tiellä ei ole. Jätteenpolton kuonaa sisältävän osuuden pituus on 430 metriä ja tie on 10 metrin levyinen. Kuonaa on käytetty jakavassa kerroksessa (300 mm) ja tavanomaista mursketta kantavassa kerroksessa (100 mm). Tie päällystettiin 150 mm paksuisella bitumisella seoksella. Myöskään tässä kohteessa pohjamaan ja jakavan kerroksen väliin ei tullut geotekstiilejä. ALT-MAT-projektin yhteydessä 1998 tehdyissä tutkimuksissa (Reid et al. 2001) havaittiin, että vaikka yli kaksikymmentä vuotta aikaisemmin kuonaa ei ollut käsitelty mitenkään ennen sijoittamista rakenteeseen ja se siten sisälsi myös jätteenpolton lentotuhkaa, olivat rakenteet toimineet hyvin eikä merkittävää haittaa ympäristölle ollut aiheutunut.

Yhdysvalloissa Laconian koetiellä on jätteenpolton kuonaa käytetty onnistuneesti myös HMA-päällysteessä. Asfalttipäällysteen kiviaineksesta puolet on korvattu jätteenpolton kuonalla. Kantavassa kerroksessa oli käytetty myös stabiloitua asfalttimursketta. (Eighmy et al. 1996; Musselman et al. 1994) Suomessa kuonan käyttöä päällysteessä rajoittaa suuri nastarengaskulutus.

### **Jätteenpolton kuonarakenteet Suomessa**

Suomessa jätteenpolton kuonaa on kokeiltu hyvin vähän. Lakeuden etapin kuonakentällä on kokeiltu kuonan mineraaliainesseoksia suodatin, jakavassa ja kantavassa kerroksessa. Kentän koko on noin 1 hehtaarin ja kuonaa on käytetty noin 15 400 tonnia. Kenttä on rakennettu vuonna 2014. Kentälle on tehty runsaasti laadunvalvontamittauksia rakentamisen aikana liittyen kentän mekaanisiin ominaisuuksiin. Teknisiltä ominaisuuksiltaan kuonat ovat kevyempiä kuin luonnonmateriaalit ja ne hienontuvat jonkin verran tiivistettäessä. Rakeisuuden perusteella luokitellaan routimattomiksi. Hienontumisen vuoksi tarvitaan ylimääräinen kantava kerros murskeesta. Kantavuus- ja tiiveysmittaustulosten perusteella materiaali soveltuu luonnonkiviaineksen tavoin käytettäväksi suodatin ja jakavassa kerroksessa. Kuonakentän läpisyötytävän veden laaduntarkkailu on päättynyt syksyllä 2015. Lähes kaikkien haitta-aineiden pitoisuudet ovat laskeneet tarkkailujakson aikana. Virtaaman suuruudella sekä pH:lla on huomattu olevan vaikutusta saatuihin tuloksiin. (Sormunen 2015) Vielä julkaisemattomassa suomalaistutkimuksessa laboratoriotutkimusten perusteella havaittiin jätteenpolton kuonan lujittuvan huomattavasti (Sormunen & Kolisoja julkaisematon(a)). Myös kenttäkokeissa tapahtui rakenteen lujittumista (Sormunen & Kolisoja julkaisematon(b)). Jäykkyyden kasvun havaittiin olevan yhteydessä kuonan ikääntymiseen ja muutoksiin materiaalin kosteuspitoisuudessa.

### **Yhteenveto**

Jätteenpolton kuonaa on kaikissa tutkituissa kohteissa käytetty tien jakavassa kerroksessa. Ruotsalaisissa kohteissa kuonakerrokset olivat noin 400...500 mm paksuisia ja muissa kohteissa noin 200...300 mm paksuisia. Suomessa jätteenpoltonkuonaa ei ole juurikaan kokeiltu. Ruotsissa, Vandörassa jäykkyys kasvoi ensin, mutta on myöhemmin ollut verrattavissa muiden saman polttolaitoksen tuhkien jäykkyyksiin. Jäykkyys on kuitenkin ollut pienempi kuin tavanomaisella murskeella. Törringevägenillä kuonakerroksen jäykkyys oli noin 70 % murskeen jäykkyydestä. Liuenneiden haitta-

aineiden määrät ovat pysyneet kymmenen vuoden seurannan ajan lähes saman suuruksina. Tien reunoilla materiaali on vaurioitunut keskiosaa enemmän, mikä saattaa johtua reunojen suuremmasta altistumisesta vedelle. Ikääntymistä ei ole havaittavissa juuri lainkaan tien keskiosassa. Dävavägenillä rakennettiin sekä asfalttipäällysteinen että sorapäällysteinen rakenne. Päällystetylle tielle tehdyissä mittauksissa havaittiin ensin pientä jäykkyyden alenemista, jonka jälkeen jäykkyys on pysynyt samalla tasolla. Helposti liukenevat aineet liukenivat nopeammin päällystämättömillä luisilla kuin päällysteen alla. Sillä, oliko tie päällystetty, ei ollut suurta merkitystä. Tanskassa havaittiin myös, että jätteenpolton kuonaa sisältävän jakavan kerroksen jäykkyys on vertailurakenteen hiekkaa pienempi. Rakenne on kuitenkin toiminut hyvin. Suomalaistutkimuksessa on havaittu myös kuonan lujittuvan mahdollisesti ikääntymisen ja kosteuspitoisuuden muutosten seurauksena.

Dabo et al. (2009) havaitsivat 10 vuotta kestäneessä seurantatutkimuksessa, että kuonarakenteen läpi virtaavien vesien haitta-ainepitoisuudet ja pH laskevat nopeasti ensimmäisen kahden vuoden aikana. Bruder-Hubscher et al. (2001) havaitsivat kolmen vuoden seurantajakson aikana, että raskasmetallien ja fluoridien määrä sekä pH-arvot rakenteiden läpi suotautuneissa vesissä olivat molemmilla rakenteilla teollisille jätevesille asetettujen sallittujen raja-arvojen sisällä. Jakavassa kerroksessa käytetyllä kuonalla ei ollut merkittävää vaikutusta rakenteen läpi virtaavien vesien koostumukseen verrattuna tavanomaiseen kiviainekseen vuoden käytön jälkeen. Käytetyn materiaalin mekaaniset ominaisuudet mahdollistaisivat käytön myös kantavassa kerroksessa. Muissa tutkimuksissa ei vastaavia arvoja ole saatu.

Myös Sormunen (2015) totesi että lähes kaikkien haitta-aineiden pitoisuudet ovat laskeneet tarkkailujakson (noin vuosi) aikana. Virtaaman suuruudella ja pH:lla on huomattu olevan vaikutusta saatuihin tuloksiin. Muutamissa ranskalaistutkimuksissa on mukana ollut rakenteita, joissa pohjakuonan joukossa on ollut myös jätteenpolton lentotuhkaa. Vaikka lentotuhka tietävästi on kuonaa myrkyllisempää, ei haitallista vaikutusta ympäristöön ole tutkituissa kohteissa juurikaan havaittu. Monet rakenteista ovat jo vuosikymmeniä vanhoja ja toimineet varsin hyvin.

#### 5.1.4 Rengasrakenteet

Rengasmateriaaleilla tarkoitetaan tässä yhteydessä käytöstä poistettuja renkaita, joita voidaan hyödyntää kokonaisina, rengaspaaleina tai erikokoisina rengasrouheina. Yhdysvalloissa käytössä olevalla termillä ”Tire Derived Aggregate” (TDA) tarkoitetaan palakooltaan eri kokoisia rengasrouheita. Rengasmateriaalien suuri kokoonpuristuvuus hankaloittaa hyötykäyttöä tierakenteissa. Mitä suurempi rengasrouheen palakoko sitä suurempi on myös kokoonpuristuvuus (Moo-Young et al. 2003). Rengasrouheen suuri kokoonpuristuvuus kuormituksessa on seurausta kolmesta mekaniismista: palojen uudelleen järjestäytymisestä, rengasrouheen taipumisesta ja litistymisestä sekä rengasrouhepalojen kimmoisesta puristumisesta. Palojen järjestäytyminen on palautumatonta muodonmuutosta, mutta taipuminen ja litistyminen ovat suurilta osin palautuvaa. (Ahmed & Lovell 1993)

Kokonaisia renkaita, rengaspaaleja, erikokoisia rengasrouheita sekä rengasmateriaalin ja maan sekoituksia on käytetty Yhdysvalloissa jo 1980-luvulta saakka. Rengasmateriaaleja on hyödynnetty muun muassa kevennysrakenteissa, tukimuurien taustatäytöissä, lämmöneristyskerroksissa, kuivatuskerroksissa ja kapillaarisen nousun katkaisemisessa. Rengasrouhetta voidaan hyödyntää lämpöeristeenä sen matalan lämmönjohtavuuden ansiosta. Palakooltaan suuremmilla rengasrouheilla lämmöneristä-



vyys on pienempi, johtuen enemmästä tyhjätalasta. Lämmöneristävyyden vaikutus kuitenkin pienenee, kun maakerroksen paksuus rengasrouhekerroksen päällä kasvaa. (Humphrey 2008) Kiviaineskerroksen tarkoituksena on muun muassa muodostaa riittävän jäykkä alusta päällysrakenteelle/ päällysteelle. Päällystetyillä teillä suositeltava kiviaineskerroksen paksuus rengasrouhekerroksen päällä on vähintään metrin. Sora-päällysteisillä teilläkin kiviainesta tulisi olla 300...600 mm. (Oman et al. 2013)

Oman et al. (2013) kokosi tietoa pääosin Yhdysvalloissa toteutetuista kierrätettyjä renkaiden eri muodoissa sisältäville rakenteille tehdyistä tutkimuksista. Rengasmateriaalien käyttöön liittyvää huolta niiden aiheuttamista ympäristövaikutuksista sekä pohjavedenpinnan yläpuolisissa, että alapuolisissa rakenteissa on myös arvioitu tässä tutkimuksessa. Kenttätutkimusten perusteella rengasrouheiden käytön ei pitäisi vaikuttaa ympäröivän maan tai pohjaveden laatuun. Laboratoriotutkimusten perusteella juomaveden laadulle asetetut vaatimukset saattavat ylittyä joissakin erityisolosuhteissa. Geotekstiilien ja mahdollisesti myös verkkojen käyttö on suositeltavaa rajoittamaan kiviaineksen valumista rengasrouhekerroksen tyhjätalasta. Partikkelikooltaan pienillä (< 75 mm) rengasrouheilla ei välttämättä tarvita geotekstiilejä estämään maa-aineksen valumista tyhjätalasta. Tätä suuremmalla partikkelikoolalla on syytä käyttää geotekstiilejä (Humphrey 2008).

Käytettyjen renkaiden varastoiminen voi luoda palo- ja terveysvaaraa, mikä on toiminut innoittajana useissa rengasmateriaalien hyötykäyttöä edistävissä tutkimuksissa (Eldin & Senouci 1992). Pohjois-Amerikassa on ollut useita suuria rengasvarastojen paloja viime vuosikymmenellä. Rengaspalot ovat voimakkaita ja tuottavat runsaasti mustaa savua kemiallisesta koostumuksestaan ja epäpuhtaasta palamisesta johtuen. Sulavat renkaat tuottavat runsaasti öljyä, mikä sen lisäksi että ruokkii paloa, saastuttaa maaperää ja pohjavettä. Esimerkiksi Hagersvillen palo (1990) Kanadassa aiheutti yli miljoonan dollarin vahingot. Palosta arvelaan aiheutuneen myös vakavia terveysvaikutuksia mm. palon sammutustöissä mukana olleille palomiehille (Sonnenberg 2009). Palojen sammuttaminen on myös hyvin hankalaa. Rhinehartin rengasvalo Virginian savusi lähes yhdeksän kuukautta ennen kuin se saatiin sammumaan (Shalaby & Khan 2005). Washingtonissa (Humphrey 1996) ja Coloradossa on myös ollut 1990 luvun puolivälissä paksuissa pengertäytöissä paloja (Oman et al. 2013; Freilich & Zornberg 2009). Moo-Young et al. (2003) selvitti tutkimuksessaan rengasrouheen termistä pysyvyyttä. Havaittiin, että rengasrouhe on stabiili 200 °C saakka. Tämä indikoi, että jokin muu tekijä vaikuttaa eksotermisen reaktion syntyyn. Aikaisemmat tutkimukset ovat osoittaneet, että palot saattavat johtua suurista rengasrouhetäyttöjen paksuuksista. Ne saattavat olla myös seurausta terästen (renkaiden teräsvyöt) hapettumisesta yhdistettynä lämmön nousuun, mikä saattaa luoda kipinän ja aiheuttaa siten palon (Moo-Young et al. 2003). Eksotermisten reaktioiden syntyä onkin pyritty ehkäisemään pienentämällä rengasrouhekerrosten paksuuksia, säätelämällä rouheen partikkelikokoa ja puhtautta, rajoittamalla terästen määrää sekä veden ja ilman pääsyä rakenteeseen. Rengasrouheen ja maan sekoituksilla voidaan myös vähentää eksotermisen reaktion mahdollisuutta ja parantaa leikkauslujuutta. (Zornberg et al. 2005) Käytöstä poistetut renkaat saattavat aiheuttaa myös suoran terveysriskin, mikäli kasat pääsevät keräämään vettä ja orgaanista jätettä. Ne muodostavat tällöin optimaaliset kasvuolosuhteet tauteja levittävälle moskiitoille esimerkiksi Yhdysvalloissa. (Eldin & Senouci 1992; Freilich & Zornberg 2009)

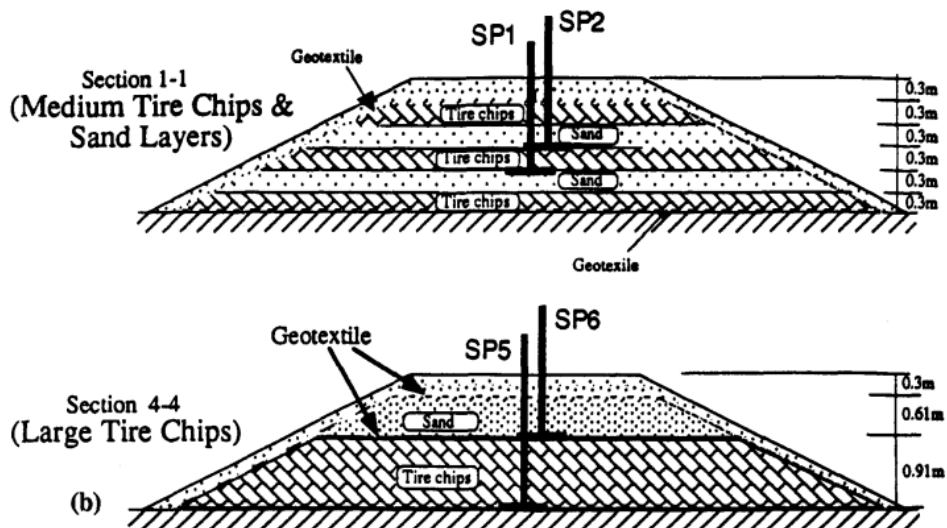
Tässä kappaleessa esitetyt rakenteet ovat pääosin Yhdysvalloista saatavilla olevan runsaan materiaalin vuoksi. Sieltä on myös saatavissa tutkimustietoa uusiomateriaaleja sisältävien rakenteiden kestävyysmalleihin painottuvaa jatkotutkimusta varten.

Sorapintaisista rengasrouherakenteista saatuja kokemuksia on käsitelty myöhemmin kappaleessa 5.3.2.

## Rengasrouherakenteet

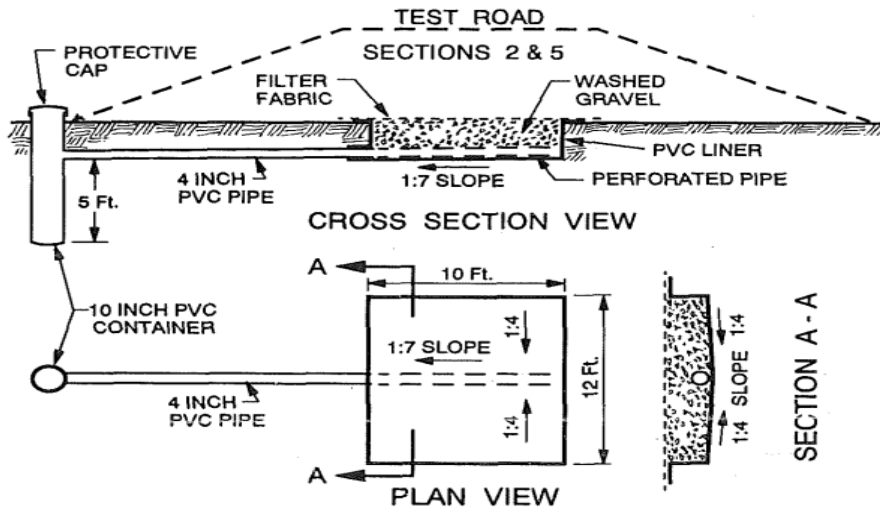
### Wiskonsin

Koepenger sijaitsi lähellä Madisonia, Wiskonsinissa Yhdysvalloissa. Tutkimus on yksi ensimmäisistä rengasrouheprojekteista Yhdysvalloissa. Koepenger sisälsi kahdeksan erilaista 6 metrin pituista osaa, joista kuudessa oli käytetty rengasrouhetta erilaisina rakenteina. Tarkoituksena oli tutkia rakennettavuutta ja kestävyyttä. Erilaisilla koerakenteilla oli tarkoitus selvittää rouheen raekoon, sijainnin ja kerrospaksuuden vaikutusta rakenteen kestävyys. Koska kokoonpuristuvuus oli suuri huolen aihe, tehtiin lukuisia laboratoriokokeita (Edil et al. 1990) kokoonpuristuvuuden arvioimiseksi. Koerakenne 1 on kerroksellinen rakenne, jossa kolme 0,3 metrin paksuista rengasrouhekerrosta (#50-75mm) ja kaksi 0,3 metrin paksuista tiivistä hiekkakerrosta vuorottelee (Kuva 49). Koerakenteessa 2 on 1,5 metrin rengasrouhekerros (#50-75mm) 0,3 metrin paksuisen kiviaineskerroksen alla. Koerakenteessa 3 on 0,9 metrin rengasrouhekerros (#50-75mm) 0,9 metrin paksuisen kiviaineskerroksen alla. Koerakenteessa 4 on 0,9 metrin paksuinen kerros karkeaa rengasrouhetta ( $\leq$ #300mm) 0,9 metrin paksuisen kiviaineskerroksen alla (Kuva 49). Koerakenteessa 5 on 1,5 metriä paksu kerros hienoa rengasrouhetta (n.#25mm) 0,3 metrin paksuisen kiviaineskerroksen alla. Koerakenne 6 sisältää 1,5 metrin paksuisen kerroksen rengasrouheen (#50-75mm) ja hiekan sekoitusta, 50:50 tilavuudesta. Kerroksen päällä on 0,3 metrin paksuinen maakerros. Päälimmäinen 0,3 metrin paksuinen maakerros oli kaikissa rakenteissa samalla kantavana kerroksena toimivaa mursketta. (Bosscher et al. 1997; Eldin & Senouci 1992)



Kuva 49. Wiskonsin, esimerkkipoikkileikkaukset koerakenteista 1 ja 4. (Bosscher et al. 1997)

Tie on noin 4,8 metrin levyinen ja sitä pitkin kulkee noin 180 rekkaa päivittäin. Rakentaminen aloitettiin joulukuussa 1989 ja tie valmistui kolmessa viikossa. Rakenteisiin 2 ja 5 asennettiin myös lysimetrit (Kuva 50) keräämään rakenteiden läpi suotautuvia sadevesiä. Lisäksi rakenteisiin asennettiin yhteensä kahdeksan painumalevyä painumaseurantaa varten. Lisäksi tien pinnan korkeutta seurattiin kullakin koeosuudella. Tie suljettiin talveksi ja keväällä rakenteet tutkittiin. Havaittiin muutamia pituussuuntaisia halkeamia, noin 2 cm levyisiä, 30...40 cm syvyisiä ja 2,5...3,5 metrin pituisia sekä painumia, halkaisijaltaan 1–2 metrin levyisiä ja 10–15 cm syvyisiä. Vaurioituneet rakenteet korjattiin ja kesällä 1990 tie avattiin liikenteelle. (Eldin & Senouci 1992)



Kuva 50. Koerakenteisiin 2 ja 5 asennetut lysimetrit rakenteen läpi virtaavien vesien keräämiseen (Eldin & Senouci 1992)

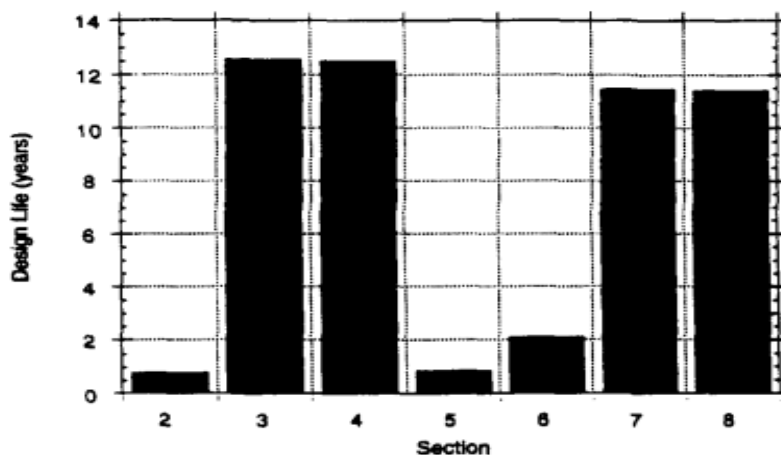
Pian tien avaamisen jälkeen tässä vaiheessa vielä päällystämättömälle tielle tehdyissä tutkimuksissa (Eldin & Senouci 1992) havaittiin, että rengasrouheen koko saattaa vaikuttaa tien kestävytyteen. Kun verrataan rakenteiden 2 ja 5 muodonmuutoksia, havaitaan, että palakooltaan suurempaa rengasrouhetta sisältänyt rakenne painui vähemmän kuin pienempää rouhetta sisältänyt rakenne (Taulukko 13). Kuitenkin rakenteiden 3 ja 4 välillä ei vastaavaa eroa havaittu, vaikka näidenkin rakenteiden ainoa ero on rouheen palakoko. Havaittiin myös, että rouheen sekoittamisella maa-ainekseen saatiin parempia tuloksia kuin pitämällä kerrokset erillisinä (rakenteet 6 ja 1). Koonpuristuvuuden hallitseminen on ongelmallista. Rengasrouheen käyttö ei aiheuta rakennusaikana suuria ongelmia käsittelyn tai sijoittamisen kannalta. Tie vaati varhaisessa vaiheessa useasti tasoittamista, mutta stabiloitui noin kolme kuukautta liikennekuormituksen alkamisen jälkeen. Pinnan muodonmuutoksen sijaan tien kestävyuden arvioinnin kannalta oleellinen kriteeri näyttää olevan pinnan kunto ja sen kunnossapidettavuus. Suotovesien kemiallinen analyysi osoitti, ettei rengasrouheen käytöllä ole juurikaan vaikutusta pohjaveden laatuun.

Taulukko 13. Pinnan muodonmuutos data (Eldin &amp; Senouci 1992)

Section number (1)	Original elevation (2)	Final elevation (3)	Deformation (in.) (4)
1	14.26	13.94	3.80
2	14.54	14.42	1.48
3	14.86	14.72	1.68
4	15.13	14.99	1.68
5	15.47	15.28	2.28
6	15.67	15.44	2.68

Bosscher et al. (1997) käyttivät samaa rakennetta tutkimuksessaan, jonka tarkoituksena oli esittää suunnitteluparametreja rengasrouhetta sisältävien penkereiden suunnitteluun perustuen laboratoriomalleihin, numeeriseen analyysiin ja koerakenteiden kestävyys. Laboratorioon rakennettiin myös mallirakenteet, joita testattiin toistuvan kuormituksen alla. Rakenteet vastasivat koerakenteita. Mallirakenteet analysoitiin käyttäen elastiseen malliin perustuvaa elementtimenetelmää (ANSYS).

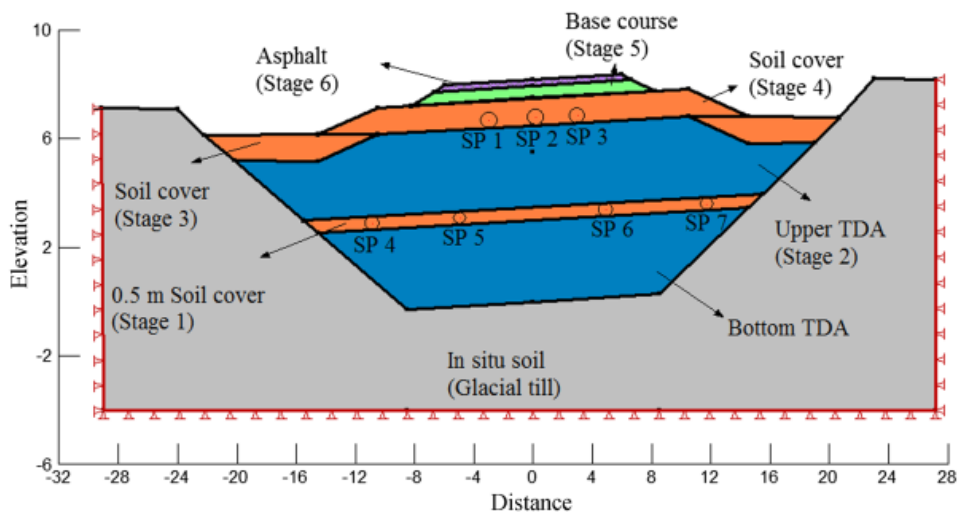
Marraskuussa 1991 tie päällystettiin asfaltilla ja liikenne jatkui vuoteen 1995, jolloin penger poistettiin. Kuukausi päällystämisen ja liikenteelle uudelleen avaamisen jälkeen, päällyste tutkittiin ja valokuvattiin. Kesäkuussa ja elokuussa 1992 sekä elokuussa 1993 päällyste arvioitiin käyttäen Asphalt-PASER-menetelmää ja valokuvia. Kesäkuussa havaittiin huomattavia päällysteen väsymisen merkkejä osuuksilla 1, 2 ja 5. Kesän aikana ei päällysteen kunnossa havaittu suurtakaan muutosta. Vuotta myöhemmin vaurioituminen oli laajennut, muilta osin päällyste oli edelleen pääosin erinomaisessa kunnossa. Osuudella 5 ilmenneet vauriot olivat poikittaisia halkeamia, verkkohalkeilua sekä molempien kaistojen urautumista. Vauriot viittaavat alusrakenteen pettämiseen. Yhteistä kaikille vaurioituneille kohdille on 0,3 metrin paksuinen kiviaineskerros rengasrouhekerroksen päällä. Kaikissa muissa rakenteissa oli yli 0,3 metrin paksuinen maakerros rengasrouhekerroksen päällä. Mittaustulokset osoittavat urautumisen olevan jopa 40 mm vaurioituneilla alueilla. Bosscher et al. (1997) tutki myös laskentaohjelman (DAMA) avulla vaurioitumista ja vertasi ohjelmalla saatuja tuloksia toteutuneeseen rakenteiden vaurioitumiseen. Laskentaohjelmalla saatiin hyvin samansuuntaisia tuloksia (Kuva 51). Rakennetta 1 ei pystytty laskentaohjelmalla laskemaan ohjelman kerrosmäärille olevien rajoitteiden vuoksi.



Kuva 51. DAMA-laskentaohjelmalla arvioidut kestoajat eri rakenteille. Rakenteet 7 ja 8 eivät sisällä rengasrouhetta. (Bosscher et al. 1997)

## Alberta, Kanada

Koetie on 80 metrin pituinen ja sisältää neljä erilaista 20 metrin mittaista koeosuutta. Rakenne 1 sisältää henkilöautojen renkaista (PLTT) valmistettua rengasrouhetta. Rakenne 2 sisältää raskaampien maastoajoneuvojen (OTR) ajoneuvojen renkaista valmistettua rengasrouhetta. Rakenteessa 3 rengasrouhe (PLTT) on sekoitettu kiviaineksen kanssa (50:50). Neljäs rakenne on kiviaineksesta rakennettu vertailurakenne. Rakenteissa 1, 2 ja 3 rengasrouhe on levitetty kahdessa kolmen metrin paksuisessa kerroksessa, joita erottaa puolen metrin paksuinen kiviaineskerros. Penkereen päälle levitettiin lisäksi metrin paksuinen maakerros, jonka päälle tuli 450 mm paksuinen kantava kerros sekä 160 mm paksuinen asfalttipäällyste. Penger instrumentoitiin "Vibrating Wire Liquid Settlement" -systeemillä, jolla seurattiin penkereen painumista. Kukin rakenne sisälsi kahdeksan painumalevyä (Kuva 52), kolme ylemmän ja neljä alemman rengasrouhekerroksen päällä. Yksi kunkin osuuden painumalevyistä asetettiin penkereen ulkopuolelle antamaan vertailuarvoja. Kaikki levyt kytkettiin tiedonkeruulaitteeseen, joka keräsi tietoa 15 minuutin välein. Penger rakennettiin kaivamalla lähes 8 metrin syvyinen ja 60 metrin pituinen kuoppa. Pohjan leveys oli 17 metriä ja pinnassa leveys oli 40 metriä. Pohjamaa oli pääosin moreenia. (Meles et al. 2015)



Kuva 52. Alberta, Kanada. Tyypillinen koepenkereen poikkileikkaus, rakentamisvaiheet sekä painumalautasten (SP) sijainnit rakenteessa (Meles et al. 2015)

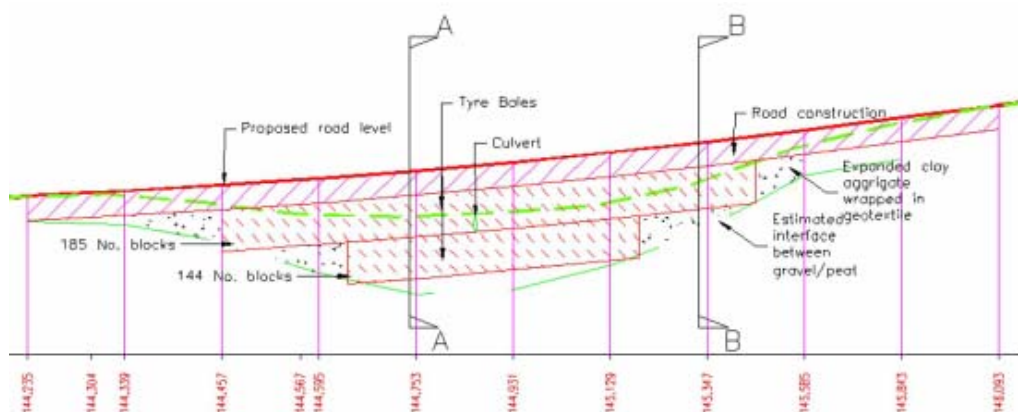
Tutkimuksessa (Meles et al. 2015) on kehitetty epälineaarisesti elastinen malli, jossa kimmomoduuli vaihtelee pystysuoran jännityksen funktiona. Materiaalimalli perustuu aikaisempiin laajoihin puristuskokeisiin. Mallia on käytetty elementtimenetelmään perustuvassa analyysissä arvioitaessa koepenkereen painumaa rakentamisen aikana. SIGMA/W 2007 ohjelmalla saadut tulokset osoittavat, että toteutuneet painumat koepenkereessä vastaavat melko hyvin laskentaohjelmalla saatuja painumia. Mitatut painumat OTR-rengasrouherakenteessa ovat enintään 7 % pienempiä kuin laskennallisesti saadut muodonmuutokset ja PLTT-rakenteessa painumat ovat todellisuudessa enimmillään 10 % suurempia. Rengasrouheen ja kiviaineksen seoksen arvioidut painumat ovat toteutuneita painumia noin 20 % suurempia. Rengasrouhe-kiviaines seoksen analysoinnissa käytetty materiaalimalli oli peräisin aiemmasta tutkimuksesta (Bosscher et al. 1997).

Rengasrouheita on käytetty myös päällysteissä. Esimerkiksi Shuler (2014) tutki Coloradossa rengasrouheen käyttöä asfalttibetonissa. Selvisi, että 22 kuukauden jälkeen käyttöönotosta kumirouhetta sisältäneisiin päällysteisiin alkoi syntyä poikittaishalkeamia ja 29 kuukauden jälkeen pitkittäishalkeamia. Vertailurakenteen päällysteeseen ei ole syntynyt lainkaan poikittaishalkeamia ja ensimmäinen pitkittäishalkeamakin ilmestyi vasta 56 kuukauden jälkeen. Shatnawi (2001) totesi tutkimuksessaan, että kumirouheen avulla voidaan kuitenkin saavuttaa päällysteen hyvä kestävyys. Joissakin projekteissa havaittu huono kestävyys liittyy ongelmiin seoksen suunnittelussa ja tiivistämisessä. Rengasrouheiden käyttöä päällystemassoissa ei kuitenkaan tämän työn puitteissa käsitellä tätä enempää.

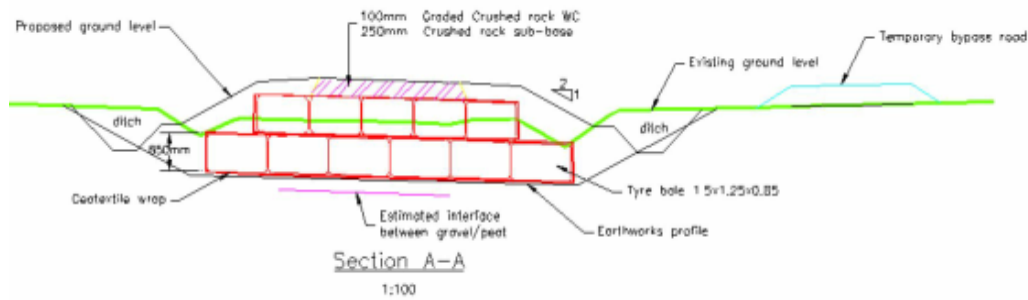
## Rengaspaalirakenteet

### B871 Road, Loch Rosail, Sutherland, Scotland.

Skotlannissa, Sutherlandissa käytettiin rengaspaaleja huonokuntoisen tien korjauskohteessa. Yksi osa tiestä oli erityisesti vahvistamisen tarpeessa. Tierakenne oli pahasti vajonnut 6 metrin paksuiseen turvekerrokseen. Noin 50 metrin matkalla vanha tierakenne korvattiin rengaspaaleilla. Samalla tien tasausta kohotettiin metrillä. Rengaspaaleilla, joiden tiheytenä käytettiin  $550 \text{ kg/m}^3$ , saatiin näin ollen kevennettyä rakennetta, jonka alkuperäiseksi tiheydeksi suunnittelussa oletettiin  $2000 \text{ kg/m}^3$ . Rengaspaalien päälle tuli 450 mm paksuinen tierakenne. Rengaspaalit sijoitettiin kahteen 0,85 metrin paksuiseen kerrokseen. Ylempi kerros on viiden paalin ja alempi kerros kuuden paalin levyinen. Poikkisuunnassa paalit ovat riveittäin. Rakenteeseen asennettiin laitteet painumaseurantaa varten. Paalien väleihin jäivät raot täytettiin kevytsoralla ja rengaspaalipenger sidottiin geotekstiilillä. Päälle rakennettiin ohut tierakenne murskeesta. Jakava kerros rakennettiin ensin ja siihen tuli lisäksi vahvisteverkko. Tie avattiin liikenteelle vuoden 2002 lopulla. Kolmen kuukauden käytön jälkeen lisättiin vielä hienoa hiekkaa/soraa sekä seuraavana kesänä pintaan tehtiin bitumipinta. Koeosuuden pituusleikkauksesta (Kuva 53) ja poikkileikkauksesta (Kuva 54) voidaan nähdä rengaspaalien sijoittuminen tierakenteen alla. (Mackenzie & Saarenketo 2003)

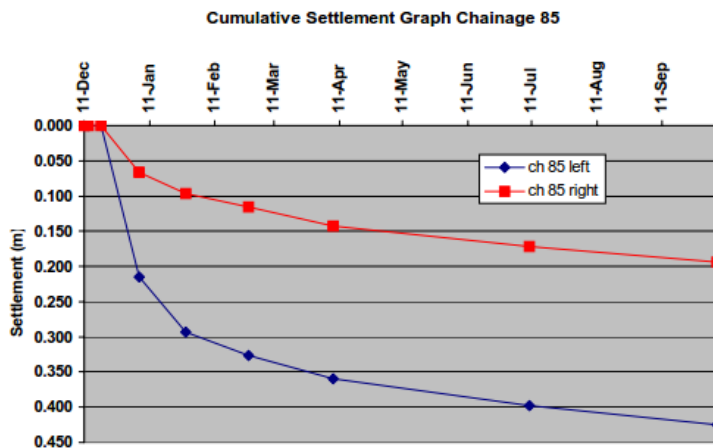


Kuva 53. Pituusleikkaus, R871 Road (CAD drawing by Gary Smith, Highland Council) (Mackenzie & Saarenketo 2003)



Kuva 54. Poikkileikkaus A-A, B871 Road (CAD drawing by Gary Smith, Highland Council) (Mackenzie & Saarenketo 2003)

Painumaseurannassa havaittiin, että tien vasen puoli painui tien oikeaa puolta nopeammin ja enemmän (Kuva 55). Tämä ei korreloinut turvekerroksen paksuuden kanssa, sillä turvetta oli enemmän tien oikealla puolella. Mackenzie & Saarenketo (2003) mukaan todennäköinen syy tälle on tien oikealle puolelle rakennettu väliaikainen, kolme viikkoa käytössä ollut tie, joka osaltaan esikuormitti ja vahvisti turvekerrosta tien oikealla puolella. Toisena syynä voidaan pitää vasemman puolen parempaa kuivatusta, mikä mahdollisti nopeamman painumisen. Seitsemässä kuukaudessa pengeri painui noin 0,4 metriä.



Kuva 55. Painuman kehittyminen paalulla 85. Loch Rosail, R871 Road (Mackenzie & Saarenketo 2003)

Keväällä 2003 havaittiin kaksi isoa poikittaista painumaa (paaluilla 60 ja 70). Havaittiin että ongelma paalulla 60 aiheutui leikkauslujuuden puutteesta kohdassa, jossa teräsvahvisteiden liitos ja geotekstiilillä sidottujen rengaspaalien saumat kohtaavat. Liikenteen aiheuttamasta kuormituksesta johtuvasta liikehdinnästä johtuen tiemateriaalia pääsi valumaan rengaspaalien väleihin, mikä aiheutti terävän painuman tien pinnassa. Rakenne korjattiin poistamalla rengaspaalien päällä oleva materiaali 5 metrin alueelta liitoskohdan päältä ja lisäämällä kaksi ylimääräistä teräsverkkoa. Sen jälkeen poistettu materiaali laitettiin takaisin ja rakenne on sittemmin toiminut hyvin. Painuman syy paalulla 70 ei ollut yhtä selvä, mutta saattoi liittyä läheiseen tie-rumpuun, joka oli päässyt liikkumaan. Pinta tasoitettiin, eikä ongelmaa ole sittemmin ilmaantunut. Syksyllä 2003 havaittiin säännöllisiä painumia rengaspaalien saumakohdissa. Toisin kuin keväällä havaitussa ongelmassa, painumat eivät liittyneet vahvisteverkkoon. Ongelman uskotaan kuitenkin aiheutuneen seuraavien syiden seurauksena: Kevennysmateriaalin valuminen alemmas rengaspaalien saumoissa, pohja-

veden nouseminen saumoja pitkin, täytön ja paalien välinen ero kokoonpuristuvuudessa, sekä rengaspaalirakenteen dynaaminen liike. (Mackenzie & Saarenketo 2003)

Winter (2013) raportoi kymmenen vuotta myöhemmin tien toimineen tyydyttävästi huolimatta erittäin suuresta määrästä raskasta liikennettä. Winter (2013) toteaaakin, että vähäliikenteiset pehmeiköille rakennetut tiet ovat ideaalisia käyttökohteita rengaspaaleille. Geotekstiilit estävät paalien liikkumisen rakennusaikana ja sen jälkeen, sen lisäksi että pitävät maa-aineksen ja rengaspaalit erillään. Paalien väleihin jäävät aukot on myös täytettävä esimerkiksi hiekalla ja varmistettava että ne ovat täyttyneen riittävän hyvin. Rengaspaalien päälle on myös hyvä levittää hiekkakerros tasaamaan epätasaisuuksia.

Rengaspaaleja on käytetty myös epävakaiden luiskien tukemiseen esimerkiksi IH (Interstate Highway) 30 Fort Worthissa, Teksasissa. (Freilich & Zornberg 2009). Havaittiin, että riittävä kuivatus on ensisijaisen tärkeää luiskien koossa pysymisen kannalta.

### **Suomalaiset rengasrakenteet**

Suomalaisten koerakentamiskokemusten (Forsman et al. 2002) perusteella katurakenteissa, joissa rengasrouheen tiivistäminen kunnallisteknisten rakenteiden kannalta on hankalaa, suositeltava palakoko olisi 50x50 mm<sup>2</sup>. Tällöin rengasrouheen tiivistäminen on helpompaa ja kerroksen kokoonpuristuvuus vähäisempää. Tutkimuksessa painumalevyjen avulla selvitetty kokoonpuristuvuudet osoittautuivat odotettua suuremmiksi. Rengasrouheen todellinen kokoonpuristuma oli jopa 40–45 % rakenteen paksuudesta, kun käytettiin 300x100 mm<sup>2</sup> rengasrouhetta. Rengasrouhekerrokset toteutuivat pääosin suunniteltua ohuempina rengasrouheen kokoonpuristuman vuoksi, mikä johtui kokemuksen puutteesta tai ennakoitua suuremmasta rengasrouheen palakoosta.

Suomessa ja pohjoismaissa vallitsevan käsityksen mukaan rengasrouheiden haitta-ainepitoisuudet saattavat hankaloittaa käyttöä maarakenteissa. Rengaspaalit voivatkin olla ympäristövaikutusten kannalta rengasrouhetta parempi käyttötapa.

### **Yhteenveto**

Rengasmateriaalien suuri kokoonpuristuvuus hankaloittaa hyötykäyttöä. Rengasmateriaaleja on hyödynnetty kevennysrakenteissa, lämmöneristeenä, kuivatuskerroksissa ja kapillaarisen nousun katkaisemisessa.

### **Rengasrouheet**

Useiden tutkimuksien mukaan mitä suurempi palakoko rengasrouheessa on, sitä suurempi on kokoonpuristuvuus. Wiskonsinissa sen sijaan palakooltaan suurempaa rengasrouhetta sisältänyt rakenne painui vähemmän kuin pienempää rouhetta sisältänyt rakenne. Tämä ei kuitenkaan pätenyt kaikilla rakenteilla. Rouheen sekoittamisella kiviaineksen kanssa on saatu myös parempia tuloksia kuin kerroksellisella rakenteella. Eksotermisten reaktioiden todennäköisyyttä on myös yritetty pienentää sekoittamisella kiviaineksen kanssa. Tie vaati alkuvaiheessa usein tasoittamista, mutta stabiloitui noin 3 kk liikenteelle avaamisen jälkeen. Rakenteen päällystämisen jälkeen alkoi osassa rakenteista ilmetä väsymisen merkkejä. Rakenteiden vaurioitumiseen vaikutti merkittävästi rengasrouhekerroksen päälle tulevan tierakenteen paksuus. Ohuemmil-



la päällysrakenteilla vaurioituminen oli nopeampaa kuin paksuilla kiviaineskerroksilla. Vauriot viittasivat alusrakenteen pettämiseen. Vaurioituneilla rakenteilla painumat olivat jopa 40 mm. Rakenteen kestävyys arvioinnin kannalta oleellinen kriteeri näyttää olevan pinnan kunto ja kunnossapidettavuus.

Rengasrouhetta voidaan hyödyntää myös lämmöneristeenä sen matalan lämmönjohtavuuden ansiosta. Palakooltaan suuremmilla rengasrouheilla lämmöneristävyys on pienempi. Lämmöneristävyys vaikutus myös pienenee rengasrouhekerroksen päällä olevan maakerroksen paksuuden kasvaessa. Päällystetyillä teillä suositeltava kiviaineskerroksen paksuus on vähintään metrin, jotta päällysrakenteelle ja päällysteelle olisi riittävän jäykkä alusta. Geotekstiilien ja mahdollisesti myös verkkojen käyttö on suositeltavaa rajoittamaan kiviaineksen valumista rengasrouhekerroksen tyhjätilaan. Suomalaistutkimuksissa on havaittu, että kokoonpuristumat suurikokoisilla rengasrouheilla ovat olleet jopa 40–45 % rakenteen paksuudesta. Vaikutuksia pohjaveden laatuun ei tutkituissa kohteissa ole havaittu.

### Rengaspaalit

Rengaspaalien ideaalinen käyttötapa on pehmeällä pohjamaalla vähäliikenteisillä teillä. Geotekstiilejä käytetään erottamassa maa-aines ja rengaspaalit. Rengaspaalien väleihin ja päälle tulee usein hiekkakerros tasaamaan epätasaisuuksia ja täyttämään rengaspaalien väleihin jääviä tyhjätiloja. Geotekstiili myös sitoo paalit yhteen ja ehkäisee paalien liikehdintää rakentamisen aikana ja sen jälkeen. Havaitut vauriot ovat syntyneet rengaspaalien saumakohtiin. Ongelmat voivat johtua materiaalin valumisesta alemmas rengaspaalien saumoissa, pohjaveden nousemisesta saumoja pitkin, täytön ja paalien välisestä erosta kokoonpuristuvuudessa sekä rengaspaalirakenteen dynamisesta liikkeestä liikenteen vaikutuksesta.

## 5.2 Puolijäykkä päällysrakenne

Kantava tai jakava kerros voidaan sitoa myös hydraulisella sideaineella, jolloin puhutaan puolijäykästä päällysrakenteesta. Hydraulisena sideaineena käytetään yleisimmin sementtiä, masuunihiekkaa tai näiden yhdistelmää. Päällyste on tässäkin tapauksessa joustava eli bitumilla sidottu kerros. Jotkut vaihtoehtoiset materiaalit omaavat lujittumisominaisuuksia, jolloin ne käyttäytyvät rakenteessa sidotun kerroksen omaisesti. Joitakin materiaaleja voidaan myös käyttää stabiloinnin sideaineena, joko sellaisenaan tai jonkin aktivaattorin kanssa. Lentotuhkarakenteet sekä terästeollisuuden sivutuotteita sisältävät rakenteet on tässä yhteydessä luokiteltu puolijäykkiin rakenteisiin niiden lujittumisominaisuuksien vuoksi.

### 5.2.1 Lentotuhkarakenteet

Tässä kappaleessa on käsitelty päällystettyjä lentotuhkarakenteita. Sorapintaisten teiden lentotuhkarakenteet on käsitelty myöhemmin kappaleessa 5.3.1.

Tuhkarakenteilla materiaalin kuivana pysyminen on tärkeää. Lentotuhka on vedelle herkkää ja imee huonosti kuivatetusta rakenteesta vettä itseensä, jolloin rakenne liettyy ja routii. Liika kosteus ja alhainen lujittumislämpötila heikentävät materiaalin lujuudenkehitystä eikä rakenteessa saavuteta suunniteltua jäykkyyttä. Tällöin rakenne ei välttämättä kestä siihen kohdistuvia rasituksia. (Tiehallinto 2007) Märkänä varastoitu lentotuhka myös menettää lujittumisominaisuuksiaan ajan myötä. Yli kahden

viikon mittainen varastointiaika voi heikentää lujittumisominaisuudet minimiin. Lujittumiseen vaikuttaa polttoprosessi, polttoaine, varastointi (kuiva/märkä) ja varastointiaika. (Mácsik et al. 2012) Suuri kantavuus ja suuri stabiloidun kerroksen jäykkyys eivät myöskään takaa rakenteen toimivuutta. Teoriasta tiedetään, että kuormitus laatamaisen rakenteen päällä muodostaa sen alapintaan vetojännityksen. Näin saattaa tapahtua myös stabiloitujen tuhkarakenteiden kohdalla, mikäli ne sijoitetaan päällysrakenteen ylimpiin kerroksiin. (Tarkkio 2014)

### **Lentotuhkarakenteet Ruotsissa**

Mácsik et al. (2004) tutkivat yhdeksää erilaista lentotuhkaa ja luokittelivat materiaalit teknisten ominaisuuksiensa ja mahdollisten käyttökohteiden perusteella ryhmiin. Raekokojakauma, vesipitoisuus, tyhjättila, tiivistymisominaisuudet, hehkutushäviö ja puristuslujuus selvitettiin laboratoriokokein. Rajoittava tekijä lentotuhkan käytölle havaittiin olevan sen käyttäytyminen veden sekä toistuvien jäätymis-sulamissykliin vaikutuksesta. Lentotuhkatuotteet voidaan ryhmitellä kolmeen kategoriaan niiden CaO-pitoisuuden perusteella. Ensimmäisessä ryhmässä olevilla lentotuhkilla on matala CaO-pitoisuus eikä lujuudenkehitystä ilman lisättyä sideainetta. Toisessa ryhmässä CaO-pitoisuus on korkeampi, ne tiivistyvät riittävän hyvin ja lujittumista on havaittavissa. Kolmannessa ryhmässä olevilla lentotuhkilla on merkittävää lujuuden kehittymistä ja niitä voidaan käyttää sellaisenaan ilman muita sideaineita. Toisen ja kolmannen ryhmän lentotuhkat soveltuvat tien jakavaan kerrokseen ja kantavaan kerrokseen vähäliikenteisillä sorateilla. (Bjurström & Herbert 2009)

Svedberg et al. (2008) tutkivat Salassa, kahden vuoden ajan stabiloinnin sideaineiden vaikutusta tien eri rakennekerroksissa päällystetyllä tiellä ja soratiellä. Yhtenä sideaineina käytettiin lentotuhkaa. Tulokset osoittavat, että lentotuhkalla stabilointi parantaa tien kantavuutta merkittävästi, vaikka rakenteen kokonaispaksuus jopa pieneni. Sulamispehmenemistä ei havaittu, vaikka lentotuhka vastaa rakeisuudeltaan silttiä. Jäätymis-sulamissykliin vaikutus tutkittiin ja kestävyys oli hyväksyttävällä tasolla. Käytetty lentotuhka kuitenkin vaatii muiden sideaineiden (sementti, Merit) lisäystä suoriutuakseen hyvin jäätymis-sulamiskokeesta. Muiden sideaineiden lisäyksellä voidaan pienentää huomattavasti jakavan kerroksen paksuutta sekä rakenteen kokonaispaksuutta.

### **Lentotuhkarakenteet Yhdysvalloissa**

Joka vuosi Yhdysvalloissa tuotetaan noin 68 milj. tonnia lentotuhkaa (Ramme et al. 2005). Jo 80- ja 90-luvun vaihteessa toteutetuissa demonstraatioprojekteissa (Esim. Michigan, Kansas ja Georgia) on saatu hyviä tuloksia lentotuhkan käytöstä tierakenteissa. Yhdysvalloissa on yli 2.6 miljoonaa kilometriä päällystämättömiä sorateita, mikä on noin 53 % kaikista teistä (Edil & Benson 2007; Hatipoglu et al. 2008). Kasva-neet liikennemäärät ja -kuormitukset ovat johtaneet monilla teillä tarpeeseen parantaa palvelutasoa. Yksi ratkaisu on ollut stabiloida olemassa oleva sorapäällysteinen tie käyttäen lujittuvaa hiilenpolton lentotuhkaa (FA-C) ja päällystää tie asfaltilla. Myös asfalttipäällysteisiä teitä on stabiloitu lentotuhkalla. Tällöin päällyste ja esimerkiksi kantava kerros on murskattu ja stabiloitu uuden tierakenteen kantavaksi kerrokseksi. Joissakin tutkimuksissa on havaittu, että mm. bitumiemulsiolla stabiloidut rakenteet voivat olla epävakaita ja sementillä stabiloiduilla rakenteilla on taipumusta halkeiluun, siksi lujittuvan lentotuhkan käyttö stabiloinnin sideaineena onkin potentiaalinen vaihtoehto (Ramme et al. 2005). Cross & Young (1997) tutkivat asfalttimurskeen (RAP) stabilointia eri pitoisuuksilla lujittuvaa lentotuhkaa (3, 7, 11 ja 15 %). Tut-

kimuksessa selvisi, että 7 ja 11 % pitoisuuksilla saavutettiin optimaalinen jäätymis-sulamiskestävyys ja kosteuden kestävyys. Lentotuhkapitoisuutta kasvattamalla sen sijaan halkeilun mahdollisuus kasvoi. Tämä korreloi aiemmista kenttäkokeista saatuihin tuloksiin, joissa lentotuhkapitoisuuden kasvu on johtanut lisääntyneeseen halkeiluun ja jäykkyyden laskuun.

Lujittuneesta lentotuhkasta on tehty myös erilaisia rakenteita. Lujittuvan jauhemaisen lentotuhkan on annettu lujittua kosteuden vaikutuksesta (Hydrated Fly Ash), jolloin lentotuhkasta on lujittunut jäykkä materiaali, joka on mahdollista murskata synteettiseksi kiviainekseksi (Nash et al. 1996). Kunnolla valmistettu ja optimaalisessa kosteuspitoisuudessa tiivistetty materiaali jatkaa lujuuden kehitystä vielä tierakenteessakin.

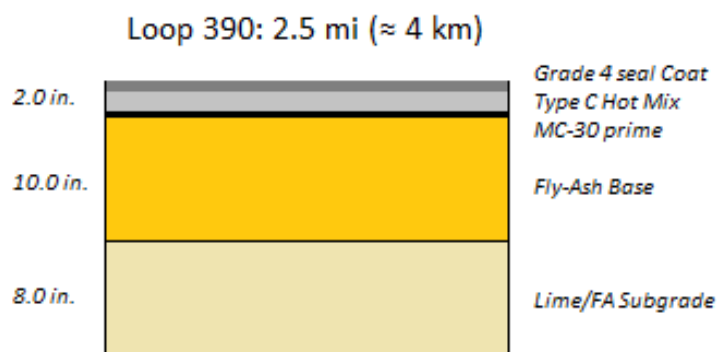
### **Atlanta District**

Atlanta District rakensi kuusi koerakennetta vuosina 1993–1995 käyttäen lujittunutta lentotuhkaa joustavassa kantavassa kerroksessa. Vuonna 2001 toteutetussa selvityksessä (Estakhri 2001) oli tarkoituksena arvioida ja monitoroida kestävyyttä ja muutoksia materiaalin ominaisuuksissa näissä kuudessa kohteessa. Arviointi perustui silmämääräiseen arviointiin tien pinnan kunnosta, pudotuspainolaitemittauksiin sekä puristuslujuuskokeisiin. Tutkimuksen päätyttyä rakenteet olivat 6... 8 vuoden ikäisiä.

Alun perin tarkoituksena oli (lukuun ottamatta IH 20 tietä), että viimeinen pintakerros rakenteille olisi yhdestä kahteen pintakäsittelykerrosta suoraan esikäsitellyn lentotuhkakerroksen päälle. Ongelmia syntyi kuitenkin pian pintakäsittelykerrosten levittämisen jälkeen, jolloin pintakäsittelykerrokset halkeilivat irti lentotuhkakerroksesta joissakin kohteissa. Rakenteiden SH 154, FM 1326 ja FM 1520:n osalta ongelma ilmeni vain muutamissa yksittäisissä kohdissa. Vuonna 1998 julkaistu raportti (Estakhri 1998) esittelee tarkemmin laboratoriotutkimusten tuloksia vaurioitumisen syistä ja ratkaisuksista. Estakhri (1998) arveli, että syynä pintakäsittelykerrosten irtoiluun saattoi olla lentotuhkakerroksen korkea kosteuspitoisuus tai lujuuden kehittymiseen kuluva aika.

Koerakenteiden kunnan silmämääräinen tarkastelu on tehty vuosittain aina keväällä. Lisäksi kustakin koerakenteesta on otettu useita porakairanäytteitä yksiaksiaalisen puristuslujuuden määrittämiseksi sekä tehty pudotuspainolaitemittauksia. Osa näytteistä hajosi, joten kaikista rakenteista ei saatu suunniteltua kolmea näytettä. Jäykkyysmoduuliarvot on laskettu käyttäen ”TTI Modulus Analysis” menetelmää. Lisäksi käytettävissä oli tasaisuusmittausten (IRI) tuloksia. Koerakenteet ja kohteille tehdyt tutkimukset on eritelty rakennekohtaisesti.

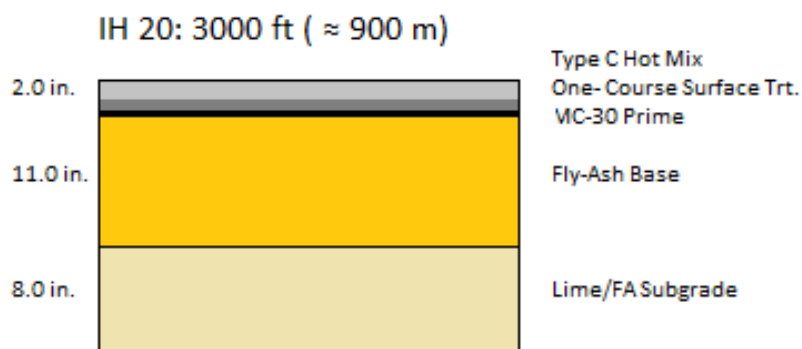
Koerakenne, Loop 390, on valmistunut joulukuussa 1993 ja osuuden pituus on noin neljä kilometriä. Tien rakennekerrokset on esitetty kuvassa 56.



Kuva 56. Loop 390, Atlanta District. Rakennekerrokset, perustuu lähteeseen (Estakhri 2001)

Vuonna 1997 oli havaittavissa vauriota, muun muassa verkkohalkeilua kohdissa, joissa pudotuspainolaitemittausten perusteella kantava kerros oli heikko. Myös pintausta hajoili. Sittemmin tielle tehtiin sirotepintausta eikä verkkohalkeamia ole enää esiintynyt. Vähäistä, mutta kasvavaa urautumista on myös havaittu vuodesta 1997 vuoteen 2000. Tämä urautuminen saattaa johtua asfalttipäällysteestä eikä välttämättä johdu kantavan kerroksen lujittuneesta lentotuhkasta. Vuosien 2000 ja 2001 välillä rakenne päällystettiin uudentyyppisellä asfalttipäällysteellä (Type C HMA), joten pinnan vaurioita ei ollut havaittavissa vuoden 2001 tarkastelussa. Yksiaksiaalista puristuslujuutta ei saatu määritettyä yhtenäkkään vuonna (1997, 1998, 1999, 2000 ja 2001) kairanäytteiden hajoamisen vuoksi. Pudotuspainolaitemittaustulosten perusteella rakenteen jäykkyyshuomiot vaihtelevat suuresti. Joissain paikoissa jäykkyys on kasvanut ja joissain laskenut.

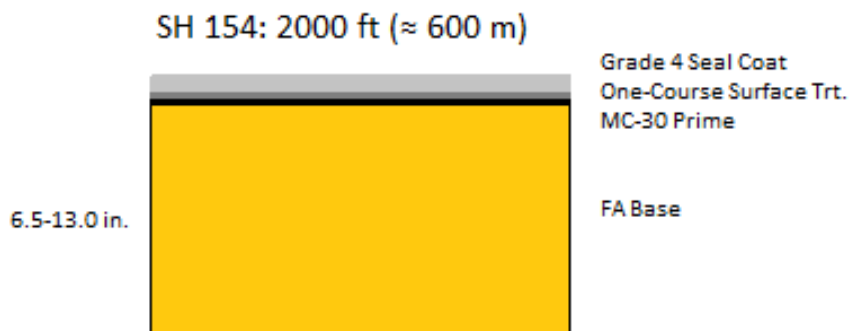
Koerakenne, IH (Interstate Highway) 20, on valmistunut heinäkuussa 1994 ja osuus on noin 900 metrin pituinen. Tien rakennekerrokset on esitetty kuvassa 57.



Kuva 57. IH 20, Atlanta District. Rakennekerrokset, perustuu lähteeseen (Estakhri 2001)

Asfalttipäällysteen purkautumiseen liittyvien ongelmien lisäksi ei lentotuhkakerroksen toimintaan liittyviä ongelmia ole juurikaan havaittu. Jonkin verran maltillista verkkohalkeilua oli havaittavissa keväällä 2000. Halkeilu oli kuitenkin vielä yksittäistä eikä laajalle levinnyttä. Pudotuspainomittausten perusteella lentotuhkarakenteen jäykkyys on pysynyt lähes samana vuodesta 1997.

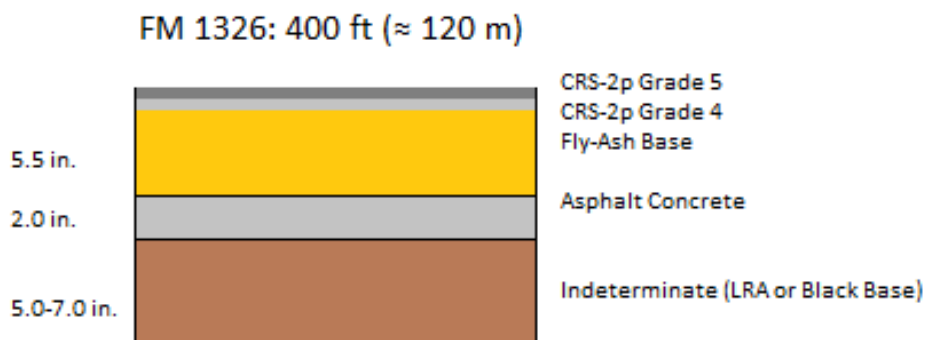
Koerakenne, SH 154, on valmistunut kesäkuussa 1993 ja osuus on noin 600 metrin pituinen. Tien rakennekerrokset on esitetty kuvassa 58.



*Kuva 58. SH 154, Atlanta District. Rakennekerrokset, perustuu lähteeseen (Estakhri 2001)*

Rakenteelle tehtiin myös sirotepintausta keväällä 2000. Aiemmin tiellä oli runsaasti pieniä poikittaaisia säännöllisesti toistuvia halkeamia, jotka saattoivat johtua lentotuhkakerroksen kutistumisesta. Tämä on pääteltävissä muun muassa siitä, ettei havaittujen halkeamien määrä kasvanut juurikaan vuosina 1997–1999. Pudotuspainomittauksen perusteella havaittiin myös, että rakenne on jäykin kuudesta koerakenteesta, mikä selittää kutistumishalkeilua. Lentotuhkakerroksen jäykkyyssmoduuli oli vuonna 2001 jopa suurempi kuin aiempina vuosina ja puristuslujuus yhdessä kairanäytteessä huomattavasti aiempia suurempi. Muut näytteet olivat kuitenkin verrattavissa aiempiin tuloksiin.

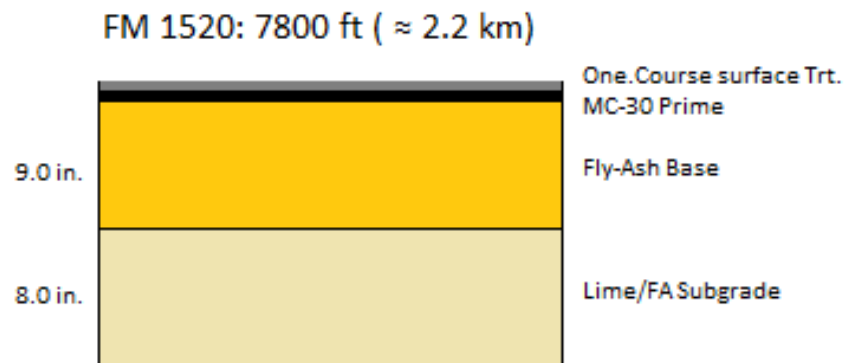
Koerakenne, FM 1326, on valmistunut syyskuussa 1993 ja osuus on noin 120 metrin pituinen. Tien rakennekerrokset on esitetty kuvassa 59.



*Kuva 59. FM 1326, Atlanta District. Rakennekerrokset, perustuu lähteeseen (Estakhri 2001)*

Koerakenteessa on ilmennyt huomattava määrä poikittaishalkeamia vuoden 2000 tutkimuksessa ja niiden määrä on lisääntynyt merkittävästi myös seuraavan vuoden aikana. Aiemmin rakenteessa ei ole havaittu lainkaan halkeamia. Kaksi kolmesta puristuslujuusnäytteestä osoitti lujuuden kasvua verrattuna 2000 tehtyihin mittauksiin. Yhdellä näytteistä oli merkittävästi huonompi lujuus kuin edellisenä vuonna. Kantavan kerroksen jäykkyyssmoduuliarvot osoittivat kasvua joissain ja laskua joissain paikoissa.

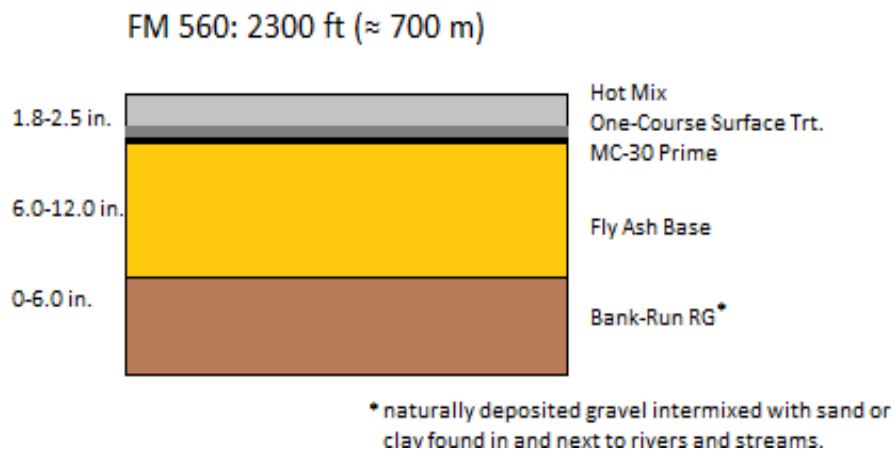
Koerakenne, FM 1520, on valmistunut elokuussa 1993 ja se on noin 2.2 kilometrin pituinen. Tien rakennekerrokset on esitetty kuvassa 60.



Kuva 60. FM 1520, Atlanta District. Rakennekerrokset, perustuu lähteeseen (Estakhri 2001)

Koerakenteen kunto ei näytä heikenneen lainkaan ensimmäisen vuoden jälkeen, jolloin oli havaittu sideaineen pintaannousua. Vuonna 2001 tehdyissä tutkimuksissa havaittiin, että puristuslujuus oli keskimäärin kasvanut, mutta pudotuspainolaitementausten perusteella jäykkyys oli kuitenkin laskenut edellisvuodesta.

Koerakenne, FM 560, on valmistunut huhtikuussa 1995 ja osuus on noin 700 metrin pituinen. Rakennekerrokset on esitetty kuvassa 61.



Kuva 61. FM 560, Atlanta District. Rakennekerrokset, perustuu lähteeseen (Estakhri 2001)

Rakenne on päällystetty ennen kevään 1999 arviointia, eikä vaurioitumista ole havaittu lainkaan tämän jälkeen. Aiemmin oli havaittu joitakin halkeamia sekä pintausten hajoamista. Kairanäytteiden perusteella kahdella kolmesta on alhaisempi puristuslujuus ja yhdellä korkeampi puristuslujuus kuin vuotta aiemmin. Jäykkyysmoduuliarvot ovat myös pienemmät kuin vuoden 2000 mittauksissa. Kaikki tutkitut rakenteet toimivat kuitenkin kaiken kaikkiaan hyvin. Ainoastaan yhdessä rakenteessa ilmeni huomattavaa heikentymistä ja tämäkin vasta kahdeksantena vuonna rakenteen käyttöön-otosta. Neljällä rakenteella kuudesta havaitut vauriot liittyivät lentotuhkakerrokseen. Vauriot johtuivat joko heikosti kantavasta lentotuhkakerroksesta tai lentotuhkakerroksen kutistumisesta.

### Wapello County, Iowa

Bergeson & Mahrt (1999) raportoivat myös lujittuneen lentotuhkan käytöstä Iowassa, Yhdysvalloissa. Lujittunutta lentotuhkaa käytettiin jäykän betonipäällysteen (PCC) alla noin 3.1 mailin ( $\approx 5$  km) mittaisella tieosuudella. Lentotuhkakerros oli 10 tuuman ( $\approx 250$  mm) paksuinen. Lentotuhkakerroksen päälle levitettiin noin 2...3 tuuman paksuinen kerros kalkkikivimursketta heti tiivistämisen jälkeen. Päällysrakennekerrokset on esitetty kuvassa 62.

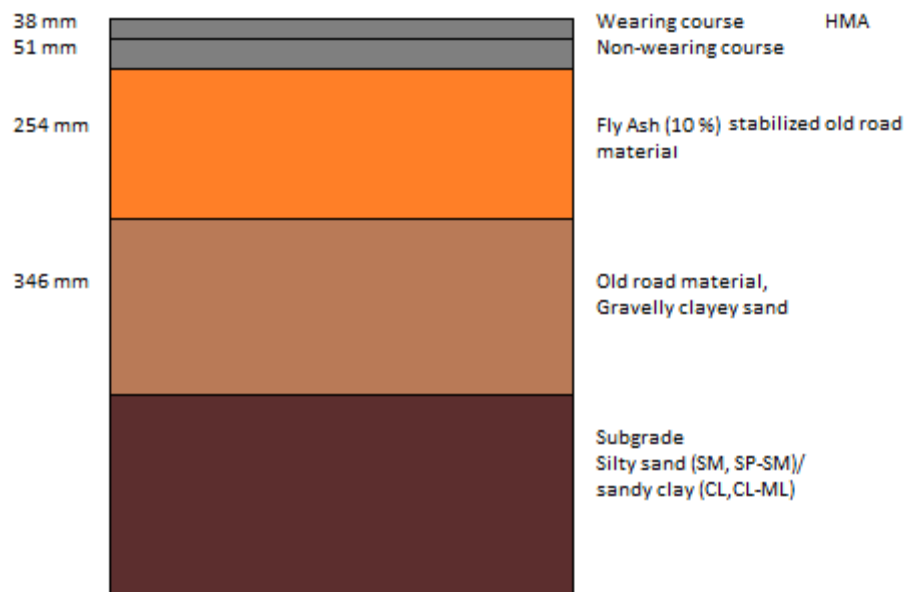


Kuva 62. Päällysrakenne, Iowa, Wapello County. Murskattu kalkkikivikerros lisätty heti lentotuhkakerroksen tiivistämisen jälkeen. Betonipäällyste tehty myöhemmin syksyllä 1999. Perustuu lähteeseen (Bergeson & Mahrt 1999)

Lujittuneen lentotuhkan lujuus vaihteli huomattavasti ja lentotuhka hienontui rakentamisen aikana. Raekokoanalyysi tehtiin ennen rakentamisen alkua ja päivittäin rakentamisen aikana. Proctorkokeilla määritettiin optimivesipitoisuutta ja vaadittua tilavuuspainoa. Ensimmäisen vaiheen (1 maili) rakentamisen aikana syksyllä 1998 lentotuhkan koostumus oli lähellä optimivesipitoisuutta, joten vettä ei tarvinnut lisätä. Rakentamisen toisen vaiheen (2 mailia) aikana kesällä 1999 kosteuspitoisuus oli huomattavasti optimivesipitoisuutta alhaisempi, joten vettä oli lisättävä. Lujittuneen lentotuhkan lujuutta rakenteessa arvioitiin DCP (Dynamic cone penetrometer) -tuloksien perusteella. Tulokset osoittivat, että kerroksen alaosan lujuus on matalampi kuin kerroksen yläosan. Testituloksista havaittavan vaihtelun vuoksi merkittävää eroa ei kuitenkaan voitu varmuudella todentaa. Lisäksi otetuista näytteistä määritettiin laboratoriossa CBR-kokeella vertailuarvoja. Materiaalin lujuus ei riippunut kosteuspitoisuudesta, mutta kosteuspitoisuudella tiivistämisen aikana oli saavutettuun lujuuteen merkitystä. Ongelmia ilmeni pian käyttöönoton jälkeen, kun raskaan liikennekuormituksen seurauksena syntyi epävakaiteja alueita, joissa lujittunut lentotuhka hajosi hienoksi jauheeksi ja kuivui nopeasti. Vaurioitumisen syiksi arveltiin huonoa tiivistymistä, kylmäästä säästä johtuvaa huonoa lujittumista, rakentamisvaiheen sateisuutta ja erittäin pehmeää pohjamaata. Syksyllä 1999 rakenne päällystettiin betonilaatalla.

### Chisago County CR 53, Minnesota

Minnesotassa 3,5 kilometrin mittainen matka tietä (Chisago CR 53) stabiloitiin lujittuvalla hiilenpolton lentotuhkalla (FA-C) ja päällystettiin asfaltilla (HMA). Soratien rakenne sisälsi noin 600 mm paksuisen kerroksen savista tai soraista hiekkaa. Pohjamaa oli siltistä hiekkaa tai hiekaista savea. Lentotuhka (10 % kuivapainosta) ja vesi sekoitettiin olemassa olevaan soratiehen 254 mm syvyydeltä ja tiivistettiin nopeasti. Kantava kerros päällystettiin asfaltilla (HMA). Asfalttipäällysteen paksuus on 89 mm, josta kulutuskerros 38 mm. Tien rakennekerrokset on esitetty kuvassa 63. Tie valmistui syyskuussa 2005. (Edil & Benson 2007)



Kuva 63. CR 53, Minnesota. lentotuhkalla stabiloitu vanha soratie päällystetty asfaltilla. Rakennekerrokset, perustuu lähteeseen (Edil & Benson 2007)

Edil & Benson (2007) vertasivat laboratoriotesteillä pelkän sorapäällysteen ja stabiloidun sorapäällysteen CBR-arvoa (CBR), jäykkyysmoduulia ( $M_r$ ) ja yksiaksiaalista puristuslujuutta ( $q_u$ ). Testeillä arvioitiin stabiloinnin vaikutusta jäykkyyteen ja lujuuteen. Kenttäkokeita tehtiin lisäksi pohjamaalle ja stabiloidulle rakenteelle pudotuspainolaitteella (FWD), DCP-laitteella ja SSG-mittarilla (soil stiffness gauge). Lysimetri (pan lysimeter) asennettiin ajoradan alle läpivirtaavan veden määrän ja laadun seurantaan varten. Lisäksi seurattiin tierakenteen lämpötilaa ja kosteuspitoisuutta sekä ilman lämpötilaa, kosteutta ja sademääriä. Vuoden kestäneen seurannan aikana havaittiin, että stabilointi paransi lujuutta ja jäykkyyttä selvästi. Laboratoriossa valmistetuista näytteistä, jotka oli otettu rakentamisen aikana, havaittiin että 7 päivän iässä lentotuhkalla stabiloidun sorapäällysteen CBR-arvo oli 48-90, jäykkyysmoduuli  $M_r$  96-195 MPa ja yksiaksiaalinen puristuslujuus 197-812 kPa. Stabiloimattoman materiaalin CBR-arvo oli 24 ja  $M_r$  oli 51 MPa. Rakeisella materiaalilla ei ole yksiaksiaalista puristuslujuutta. Pudotuspainomittausten ja jäykkyysmittausten (SSG) tuloksia verrattiin laboratoriossa saatuihin jäykkyysmoduuleihin. Laboratoriossa saadut arvot olivat huomattavasti pienempiä kuin marraskuussa 2005 pudotuspainolaitteella saadut arvot, mutta verrattavissa maaliskuussa 2006 tehtyihin mittauksiin, SSG antaa 50 % suuremman jäykkyysmoduulin kuin mitä oli saatu laboratoriossa. Marraskuun 2005 FWD arvot olivat huomattavasti muita mittauksia suurempia johtuen maan jäätymisestä. Lokakuussa 2006 pudotuspainomittausten tulokset ovat pienempiä kuin vuotta aiemmin, mutta huomattavasti kevään mittauksia suuremmat, keskimäärin 355 MPa. Kaiken kaikkiaan lentotuhkalla stabiloidun kerroksen jäykkyysmoduuli on suurempi tai yhtä suuri kuin murskeella olisi ollut vuosi rakentamisen jälkeen. Kanta vuus saattaa vielä kasvaa myöhemmän lujittumisen myötä tai sitten laskea routimisen ja veden vaikutuksesta. Laboratoriossa tehty jäätymis-sulamiskoe osoitti kuitenkin 17 % pudotuksen jäykkyysmoduulissa jo viiden syklin jälkeen. Todentaminen käytännössä vaatii pidemmän seuranta-ajan. Kaikkien liuenneiden haitta-aineiden määrät (paitsi Mn) olivat sallituissa rajoissa.



### MnROAD facility Minnesota

Rakennettiin kolme rakennetta, joista yhdessä on stabiloitu korkeahiilisellä lujittuvalla lentotuhkalla (CHCFA; cementitious high carbon fly ash) vanhaa päällysrakennetta (RPM; Recycled Pavement Materials) tien kantavaksi kerrokseksi. RPM koostuu hienonnetusta asfalttipäällysteestä ja kantavan kerroksen materiaalista. Toisessa rakenteessa kantavassa kerroksessa on pelkkä käsittelemätön RPM ja kolmannessa tavanomainen murskattu kiviaines. Asfalttipäällyste ja pohjamaa ovat kaikissa rakenteissa samat. Rakentaminen alkoi elokuussa 2007. Aluksi poistettiin ja murskattiin vanha päällyste ja kantava kerros. Vanhan pohjamaan päälle levitettiin ja tiivistettiin 150 mm paksuinen kerros savea. Tämän jälkeen levitettiin kantavan kerroksen materiaalit. Yhdessä rakenteista vanhaan päällysrakenteeseen sekoitettiin lentotuhka (14 %) ja vesi, jonka jälkeen rakenne tiivistettiin. Kahden viikon kuluttua rakenne päällystettiin 100 mm paksuisella asfalttikerroksella. Tavanomaista mursketta sekä vanhan tien päällysrakennekerroksista valmistettua mursketta sisältäneiden rakenteiden päällystämistä ei voitu tehdä sillä rakenteet havaittiin epästabiileiksi. Havaittiin, että pohjamaa oli vettynyt runsaiden sateiden vuoksi ja kantavan kerroksen materiaalit poistettiin ja pohjamaan annettiin kuivua. Lentotuhkaa sisältänyt rakenne oli suojattu toisia rakenteita paremmin, sillä lentotuhka on herkkä kosteudelle. Kun pohjamaa oli kuivunut ja se oli tiivistetty, levitettiin kantavan kerroksen materiaalit ja päällystettiin rakenteet asfaltilla (HMA).

Laboratoriossa määritettiin eri päällysrakennemateriaalien ominaisuuksia laskentaa varten. Koerakenteille tehtiin myös lukuisia kenttämittauksia: Dynamic Cone Penetrometri (DCP), kevyt pudotuspainolaite (LWD), pudotuspainolaite (FWD) ja Soil Stiffness Gauge (SSG). Rakentamisen aikana rakenteeseen asetettiin myös sensoreita tarkkailemaan liikenteen ja sään vaikutusta. Takaisinlaskentaa on tehty MODULUS-ohjelmalla ja mekanistis-empiiristä MEPDG-ohjelmistoa on käytetty päällysrakenteen kestävyysarvioinnissa. Pudotuspainolaitemittausten tulosten perusteella lasketut kantavien kerrosten takaisinlasketut moduulit ovat huomattavasti suurempia talvikaudella, kun kantavan kerroksen materiaali on jäässä. Vastaavasti kantavuus on pienin keväällä. Tuloksissa on huomattavaa, että vaikka stabiloidun kerroksen takaisinlaskettu moduuli on suurempi kuin kahdessa muussa kantavassa kerroksessa, ero ei ole niin suuri kuin laboratoriossa mitatuista jäykkyysmoduularvoista voisi päätellä. Stabiloidun kerroksen jäykkyys ei myöskään näytä kasvavan lujittumisajan myötä, mikä saattaa johtua pienistä kutistumishalkeamista stabiloidussa kerroksessa. Halkeilu saattaa kompensoida lujuuden kasvua kerroksessa, mutta tämä vaatii vielä laajempaa selvitystä. Tutkimuksen yhteydessä MEPDG-ohjelmalla on lisäksi tehty elinkaarianalyysi. Lentotuhkaa sisältävän rakenteen odotetuksi eliniäksi on saatu 23,5 vuotta, mikä on kaksinkertainen (11 vuotta) verrattuna stabiloimattomaan rakenteeseen ja kolminkertainen (7,5 vuotta) tavanomaista mursketta sisältävään rakenteeseen verrattuna. (Edil et al. 2011)

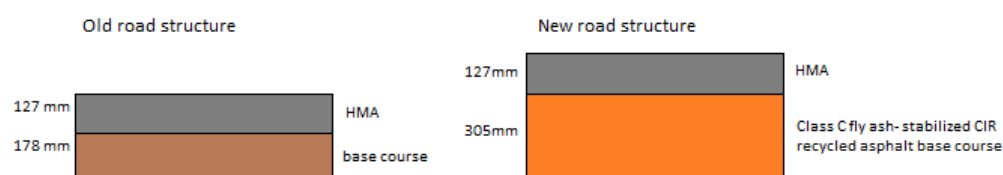
### Waseca, Minnesota

Li et al. (2008) tutkivat tyypin C lentotuhkalla stabiloidun vanhan päällysrakenteen käyttöä tien kantavassa kerroksessa Wasecassa, Minnesotassa. Koeosuus oli noin puolen kilometrin pituinen. Vanha tierakenne (päällyste, kantava, alusrakenne) jyrsittiin 300 mm syvyydeltä, 75 mm rouhetta poistettiin ja rakenteeseen sekoitettiin 150 mm syvyydeltä lujittuvaa lentotuhkaa (10 %) ja vettä. Rakenne tiivistettiin ja viikon kuluttua päällystettiin asfaltilla (HMA). Stabiloidun kerroksen CBR-arvo ja jäykkyysmoduuli olivat huomattavasti suurempia kuin käsittelemättömällä murskeella.

Kenttasekoituksessa ei ole kuitenkaan saavutettu läheskään laboratorio-olosuhteiden mukaisia CBR-arvoja, jäykkyysmoduuliarvoja tai yksiaksiaalista puristuslujuutta. Pudotuspainolaitemittauksia tehtiin syksyllä 2004 (3 kk rakentamisen jälkeen) ja elokuussa 2005 (vuosi rakentamisen jälkeen). Moduuliarvot määritettiin MODULUS 5.0 -ohjelmalla. Pudotuspainomittausten perustella ensimmäinen jäätymis-sulamiskausi ei ole vaikuttanut jäykkyyden kasvuun alentavasti.

### Waukesha County, Wisconsin

Waukesha Countyssa, Wisconsinissa käytettiin uuden tien kantavassa kerroksessa lujittuvalla lentotuhkalla stabiloitua tien vanhaa päällysrakennetta. Vanha tierakenne jyrskittiin ja siihen sekoitettiin lentotuhkaa ja vettä. Lentotuhkaa lisättiin 8 paino-% ja veden lisäyksellä tavoiteltiin optimivesipitoisuutta, 5 %. Tierakenne on esitetty kuvassa 64.

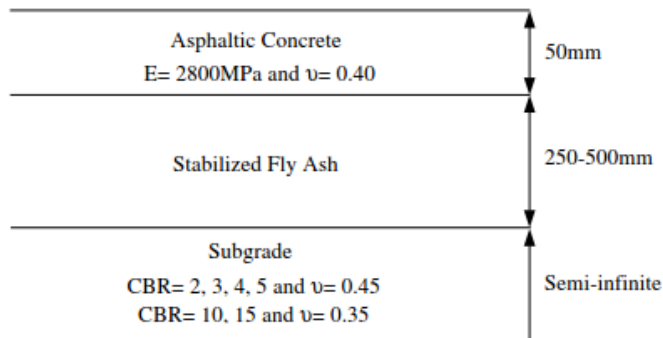


Kuva 64. Waukesha County, Wisconsin. Vanhan tien päällysrakenne (vas.) ja lentotuhkalla stabiloitu uusi päällysrakenne (oik.). Perustuu lähteeseen (Wen et al. 2003)

Rakenne tiivistettiin välittömästi sekoituksen jälkeen. Tietä päällystettäessä havaittiin, että noin 0.9 metrin levyinen ja 13.7 metrin pituinen alue ei ollut tarpeeksi luja asfaltin (HMA) levittämisen jälkeen. Päällyste poistettiin tältä alueelta ja korvattiin uudella päällysteellä. Huomattiin, että stabiloitu kerros oli löyhää eikä tältä kohdin ollut tiivistynyt riittävästi. Neljä päivää rakentamisen jälkeen rakenteen taipumia mitattiin KUAB2m-FWD pudotuspainolaitteella. Rakennekerrosten ominaisuuksien takaisinlaskennassa käytettiin epälineaarista elementtimenetelmän perustuvaa MICHBACK-ohjelmaa. Havaitaan, että stabilointi näyttäisi parantavan rakenteen kestävyyttä verrattuna tavanomaiseen sitomattomaan murskerakenteeseen. (Wen et al. 2003) Kaksi vuotta myöhemmin Ramme et al. (2005) arvioivat rakenteen kestävyyttä pudotuspainolaitemittauksilla saatujen tulosten perustella. Mittauksia oli tehty 4 päivän, vuoden ja kahden vuoden kuluttua rakentamisesta. Havaittiin, että lentotuhkalla stabiloituneet osuudet olivat yhden vuoden jälkeen 49 % ja kahden vuoden jälkeen 83 % jäykempiä kuin käsittelemättömät osuudet. Rakenteen vaurioitumista ei ole myöskään havaittavissa.

Lav et al. (2006) tutkivat F-tyyppin lentotuhkan soveltuvuutta tien kantavaan kerrokseen. Koska F-tyyppin lentotuhka ei lujitu itsestään, käytettiin sideaineena lisäksi sementtiä. Lentotuhkaa voidaan käyttää joko sellaisenaan tai yhdessä kiviaineksen kanssa päällysrakennekerroksissa. Tässä tutkimuksessa lentotuhkaan sekoitettiin ainoastaan sementtiä. Sementtipitoisuus stabiloiduissa, laboratorioissa valmistelluissa näytteissä, oli (2, 4, 8 ja 10 paino-%). Ensin varmistettiin kolmiaksiaalikokeilla (Texas triaxial tests) sementtistabiloidun lentotuhkan soveltuvuus päällysrakennemateriaaliksi. Määritettiin myös eri sementtipitoisuuksilla stabiloidun materiaalin ominaisuuksia rakenneanalyysejä varten ja soveltuvuutta tierakenteeseen. Toistuvan liikennekuorman alla väsymismurtumat ovat ensisijaisia vaurioita stabiloiduilla materiaaleilla, johtuen toistuvista vetorasituksista. Toinen syy vaurioitumiseen on yläosan murtuminen ja murskaantuminen pystysuoran puristusjännityksen ja leikkausjännityksen seurauksena. Kuvitteellista rakennetta analysoitiin CIRCLY-, KENLAYER- (ker-

rosrakennealleja) ja MICHPAVE-ohjelmilla (FEM). Ohjelmilla laskettiin eri seosten kriittisiä jännityksiä. Rakenteen analyysissä käytettiin seuraavaa rakennetta (Kuva 65) ja laboratoriossa eri seoksille määritettyjä ominaisuuksia. Lentotuhkakerroksen paksuutta myös vaihdeltiin kerrospaksuuden merkityksen selvittämiseksi.



Kuva 65. Rakenneanalyysissä käytetty päällysrakenne. Huom. Ei ole todellisuudessa toteutettu tai toteutettava rakenne. (Lav et al. 2006)

Sementtipitoisuuden havaittiin olevan tärkein väsymiskestävyyteen vaikuttava tekijä. Kerrospaksuudella on myös merkitystä. Jos kantavan kerroksen rakentamiseen käytetään sementillä stabiloitua lentotuhkaa, johon ei ole sekoitettu kiviainesta, on sementtipitoisuuden oltava vähintään 8 % ja kerrospaksuuden 300 mm. Seoksia, joissa sementtipitoisuus on alle 8 %, voidaan hyödyntää tien jakavassa kerroksessa. Kerrosrakennealleilla määritetyt väsymiskestävyydet (design life) olivat keskenään samansuuntaisia. Sen sijaan MICHPAVE-ohjelmalla saadut maksimi vetojännitykset olivat verrattain pieniä. (Lav et al. 2006)

### Lentotuhkarakenteet Suomessa

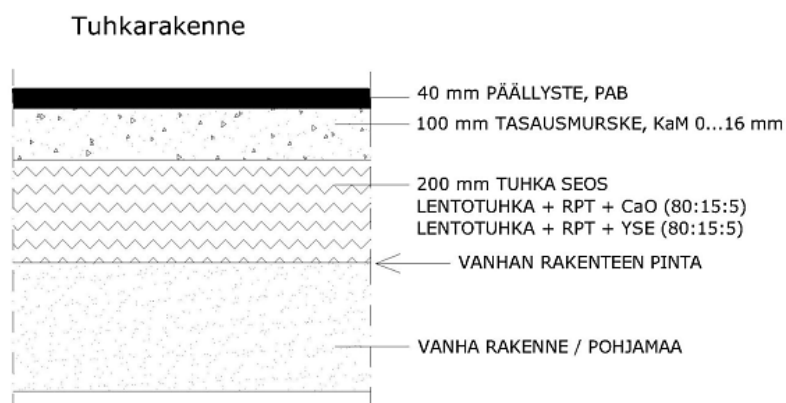
Suomessa lentotuhkaa on hyödynnetty melko paljon erilaisten tutkimusprojektien yhteydessä varsinkin vähäliikenteisillä teillä. Saatavilla olevaa tietoa on runsaasti. Monista rakenteista on jo kokemuksia pitkäaikaiskäyttäytymisestä. Myös Ruotsissa rakennetut lentotuhkakoetiet pohjautuvat usein Suomessa kokeiltuihin rakenteisiin ja niistä saatuihin hyviin kokemuksiin.

Rovaniemellä turpeenpolton lentotuhkaa kokeiltiin tien jakavassa kerroksessa (Hutunen & Kujala 2000). Koerakenteessa lentotuhkalla korvattiin 900 mm paksuinen jakava kerros. Tuhka kostutettiin polttolaitoksella juuri ennen kuljetusta. Tiivistäminen onnistui hyvin, vaikka pakkasta oli  $-7^\circ\text{C}$ , sillä tuhka oli edelleen lämmintä poltto-prosessin jäljiltä. Tien kantava kerros (500 mm) ja päällyste (90 mm) rakennettiin seuraavan kesänä noin puoli vuotta jakavan kerroksen rakentamisen jälkeen. Lisäksi rakenne instrumentoitiin. Havaittiin, että roudan etenemisnopeus talvella ja sulamisnopeus keväällä oli hitaampaa kuin tavanomaisilla materiaaleilla rakennetulla vertailukohteella. Roudan syvyys jäi siis pienemmäksi lentotuhkarakenteessa. Vastaavasti keväällä sulamisvaihe hidastui lentotuhkan vaikutuksesta.

Tarkkio (2014) tutki opinnäytetyössään lentotuhkan pitkäaikaistoimivuutta teiden ja kenttien päällysrakenteissa. Tutkimus sisälsi seuranta tutkimuksia kuuteen aiemmin rakennettuun ja seurattuun koekohteeseen: Inkoon, Jämsä, Koria, Leppävirta, Kukkia Circlet-pilot kohteet sekä Vuosaaren satamakenttä. Inkoossa ja Jämsässä koerakenteet olivat päällystettyjä lentotuhkarakenteita. Korialla, Leppävirralla ja Kukkia Circlet Pilot-kohteissa rakenteet ovat sorapintaisilla teillä. Sorapintaisista lentotuhkarakenteista saatuja kokemuksia on esitelty myöhemmin kappaleessa 5.3.1. Vuosaaren satamakentän rakenteita ja niistä saatuja kokemuksia ei ole tässä työssä esitelty. Kenttätutkimuksina koekohteilla on tehty kantavuusmittauksia (KUAB FWD 50 pudotuspainolaite), rakennetutkimuksia ja kuntokartoituksia.

## Inkoo

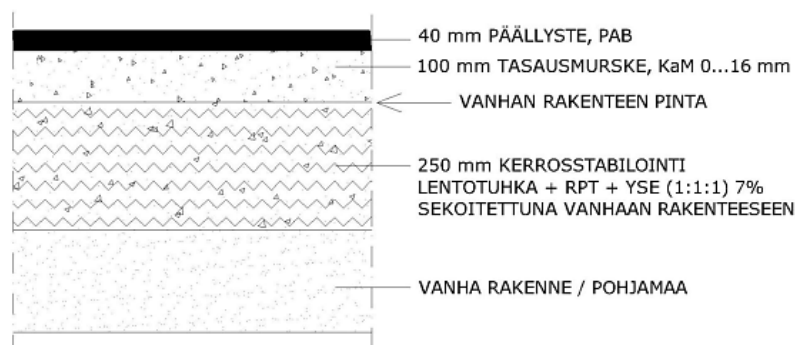
Inkoon Pilot-kohde rakennettiin vuonna 2000 ja kohteessa testattiin kahta kivihiilen lentotuhkasta tehtyä rakennetta. Toinen rakenteista sisälsi massiivisen lentotuhkakerroksen (Kuva 66) ja toisessa lentotuhkaa oli käytetty kerrosstabiloinnissa (Kuva 67). Lisäksi rakennettiin kuitutuhkarakenne, jossa käytettiin kuitusaven ja lentotuhkan seosta. Tuhkarakenne sisälsi 200 mm paksuisen tuhka seoksen: lentotuhkaa, rikinpoistotuotetta sekä kalkkia tai sementtiä (80:15:5). Pälle tehtiin 100 mm paksuinen murskekerros ja 40 mm paksuinen asfalttipäällyste.



Kuva 66. Inkoon tuhkarakenteen rakenneleikkaus (Tarkkio 2014)

Vanhan rakenteen kerrosstabiloinnissa tehtiin stabilointijyrsintä 250 mm syvyydelle vanhaan rakenteeseen. Sideaineena (7 %) käytettiin lentotuhkan, rikinpoistotuotteen ja sementin seosta (1:1:1). Pälle tehtiin 100 mm paksuinen murskekerros ja 40 mm paksuinen asfalttipäällyste. Tuhkarakenteen loppuosalla rakennetta jouduttiin vahvistamaan asentamalla suodatinkangas, koska kerros pehmeni rankkojen sateiden vuoksi.

### Vanhan rakenteen stabilointi



Kuva 67. Inkoon vanhan rakenteen kerrosstabiloinnin rakenneleikkaus (Tarkkio 2014)

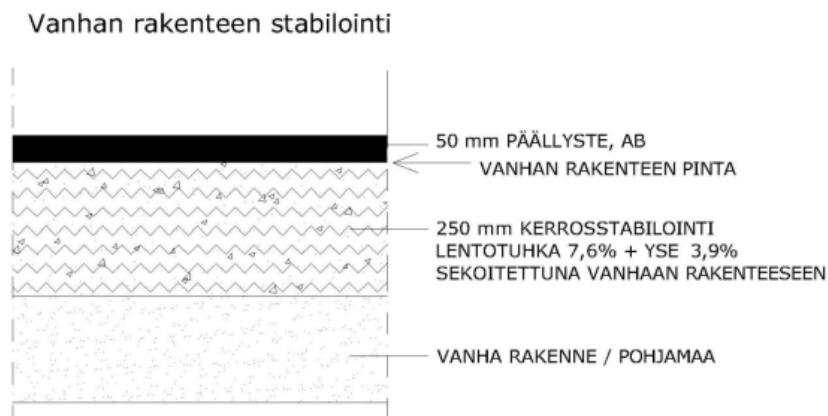
Rakenteiden lopullinen tiivistys tehtiin murskekerroksen päältä. Päällyste tehtiin myöhemmin vuonna 2001. Kohteelle on tehty vauriokartoitusta ja kantavuusmittauksia vuosittain 2000–2004 sekä rakennetutkimuksia kesällä 2000, 2001 ja 2004.

Kesällä 2013 (Tarkkio 2014) tehtyjen seurantatutkimuksien tuloksia on verrattu aiemmin tehtyyn seurantaan, jonka tulokset on koottu Harri Jyrävän ja Marjo Ronkaisen keräämästä aineistosta. Tuhkarakenteiden osalta kantavuudet ovat edelleen selvästi alkutilannetta parempia. Tavoitteena oli parantaa tien kantavuutta ja tavoite on selvästi täyttynyt. Myös reunakantavuuksien osalta lentotuhkarakenteilla on parannettu tien kantavuutta. Kerrosstabiloinnin alueella reunakantavuudet ovat hieman laskeneet aiemman seurannan tuloksista, mutta ovat kuitenkin tavoitteiden yläpuolella. Tuhkarakenteet ovat keskimäärin selvästi myös jäykempiä kuin vertailurakenteina käytetyt vaahdotumistabilointi ja murskerakenne. Vauriokartoituksessa havaittiin kuitenkin, että kerrosstabiloinnin alueella oli jopa enemmän vaurioita kuin vaahdotumistabiloidulla alueella. Kantavuusmittausten tulokset olivat kuitenkin kerrosstabiloinnin alueelta paremmat. Tarkkio (2014) toteaaakin, ettei kantavuutta ja tien jäykkyyttä voida aina pitää toimivuuden mittarina. Koekohteessa oli myös havaittavissa, että reunaosat olivat melkein koko koealueella matalat ja umpeen kasvaneet. Useissa kohdissa reunaosan pohja ja tien luiska olivat nousseet ja ajoradan reuna painunut. Tiellä oli havaittavissa routimis- ja kantavuusongelmia. Massiivituhkarakenteessa oli jo vuonna 2004 havaittu poikkisuuntaista halkeilua, joten vuosien 2004 ja 2013 rakennetutkimuksissa puristuslujuuden määrittäminen on tehty liuskamaisista kappaleista. Tierakenteessa oleva massiivituhkarakenne on kuitenkin ehjän kaltainen ja halkeamat hiusmaisina. Puristuksessa pinnat pysyvät tiiviisti vasten toisiaan ja jakavat kuormia. Kerrosstabiloidussa rakenteessa oli vuonna 2004 havaittavissa pientä hiushalkeilua, mutta rakenteesta saatiin vielä ehjiä kokonaisia kappaleita. Vuonna 2013 ei saatu kokonaisia kappaleita. Keskimääräiset puristuslujuudet rakenteittain ovat kuitenkin selvästi tavoitearvoja suurempia.

### Jämsä

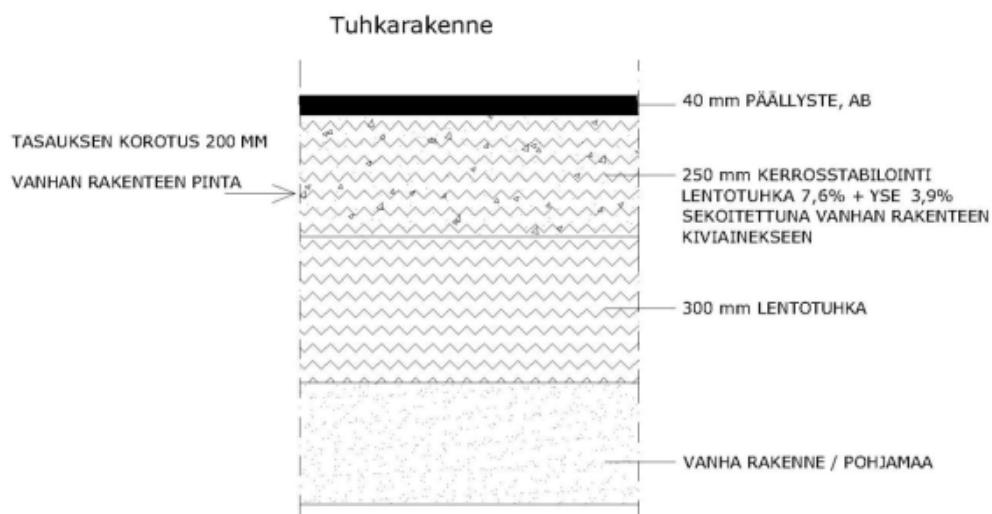
Keski-Suomen UUMA 2010-kehitysohjelman yhteydessä rakennettiin kesän ja syksyn 2010 aikana kaksi tuhkarakennuskohdetta Jämsään, Kaipolanväylälle ja Patajoentielle. Rakenteissa käytettiin seospolton lentotuhkaa. Käytettäviä rakenteita olivat vanhan rakenteen kerrosstabilointi sekä massiivituhkarakenteen ja kerrosstabiloinnin yhdistelmä. Kaipolanväylällä tehtiin stabilointijärsintä 250 mm syvyydeltä vanhaan rakenteeseen. Sideaineena käytettiin lentotuhkaa (7,6 %) ja sementtiä (3,9 %). Asemasekoittimella sekoitettu sideaineseos kuljetettiin kohteeseen peitettynä ja se levi-

tettiin asfalttilevittäjällä jyrstyn tien pintaan. Rakenne jyrstittiin uudelleen ja tiivistettiin. Uusi 50 mm paksuinen asfalttipäälyste tehtiin suoraan stabiloidun kerroksen yläpintaan (Kuva 68). (Tarkkio 2014)



Kuva 68. Yhdystie 16563, Kaipolanväylä, vanhan rakenteen stabiloinnin rakenneleikkaus (Tarkkio 2014)

Patajoentiellä tehtiin vanhan päällysrakenteen kerrosstabilointia sekä käytettiin yhdistelmärakennetta, jossa kerrosstabiloidun kantavan kerroksen alle rakennettiin jalkava kerros kostutetusta kasalentotuhkasta. Koerakenteet rakennettiin syksyllä 2010. Vanhan rakenteen kerrosstabiloinnissa stabilointijyrsintä ulotettiin 250 mm syvyydeltä vanhaan rakenteeseen. Sideaine oli lentotuhkan (7,6 %) ja sementin seos (3,9 %). Yhdistelmärakenteessa (Kuva 69) kerrosstabiloinnissa käytettiin samaa sideainetta kuin vanhan rakenteen kerrosstabiloinnissa. Vanhaa tierakennetta leikattiin 390 mm ja leikkauspinnan päälle tiivistettiin 300 mm paksuinen kerros lentotuhkaa ja 250 mm paksuinen kerros mursketta. Tuhka oli vanhaa kasatuhkaa sekä noin 8 kk vanhaa peltolevitykseen tarkoitettua tuhkaa, jotka sekoitettiin ja kostutettiin aumasekoittimella varastointialueella. Stabilointijyrsintä tehtiin tuhkarakenteen ja murskeen päältä. Rakenteiden päälle tehtiin 40 mm paksuinen asfalttipäälyste.



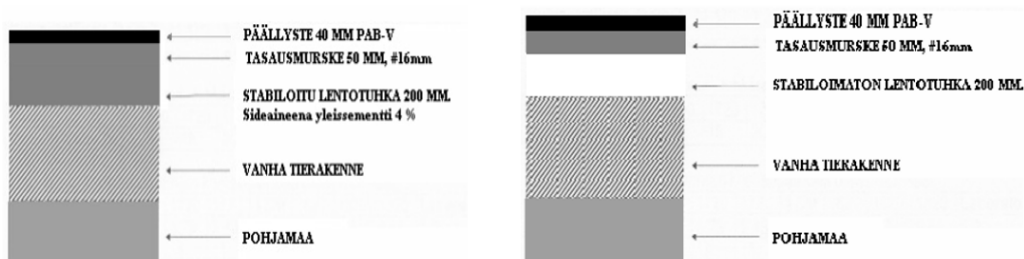
Kuva 69. Yhdystie 16573, Patajoentiellä käytetyn tuhkarakenteen rakenneleikkaus (Tarkkio 2014)

Kesällä 2013 Patajoentiellä tehdyissä seurantatutkimuksissa (Tarkkio 2014) havaittiin, että vuoden aikana koko tieosuuden kantavuuden keskiarvo on kasvanut 15 %. Kerrostabiloidulla osuudella kasvu on ollut suurinta. Kaipolanväylällä kantavuusarvot eivät ole juurikaan kolmen vuoden aikana muuttuneet. Keskimääräiset kantavuudet täyttävät selvästi kuormitusluokalle asetetun kantavuusvaatimuksen, vaikka päällysteen kokonaispaksuus on ainoastaan 50 mm paksuinen 130 mm sijaan.

Kuntokartoituksen perusteella Kaipolanväylä on lähes vauriottomassa kunnossa. Vain muutamia lyhyitä ja kapeita pitkittäishalkeamia ja runsaasti ohuita poikittais- halkeamia oli havaittavissa. Rakennetutkimuksessa tuhkarakenne osoittautui hyvä- kuntoiseksi ja kaikki porakappaleet pysyivät ehjinä porattaessa. Patajoentiellä tie- osuuden keski- ja loppuosassa oli havaittavissa hieman enemmän pituus- ja poikki- halkeamia. Suurimmat vauriosummat laskettiin yhdistelmä rakenteen alueella, missä oli eniten kapeita pituushalkeamia. Suurin halkeama oli 40...50 mm levyinen. Tark- kion (2014) mukaan halkeama saattaa johtua routanoususta.

### Yli-Liakka-Kourilehto, Tornio

Koerakenteet on rakennettu vuonna 1999. Paaluvälillä 1450-1550 lentotuhka stabiloitiin yleisementillä 200 mm kerrokseksi. Sementin osuus oli 4 % tuhkan kuivamas- sasta. Paaluvälillä 1650-1800 lentotuhkakerrosta ei stabiloitu. Molemmissa käytettiin Stora Enson Kemin tehtaiden lentotuhkaa. Lentotuhkakerroksen päälle levitettiin 50 mm paksuinen tasaumurskekerros ja rakenne päällystettiin 40 mm paksuisella kerroksella pehmeää asfalttibetonia (Kuva 70).

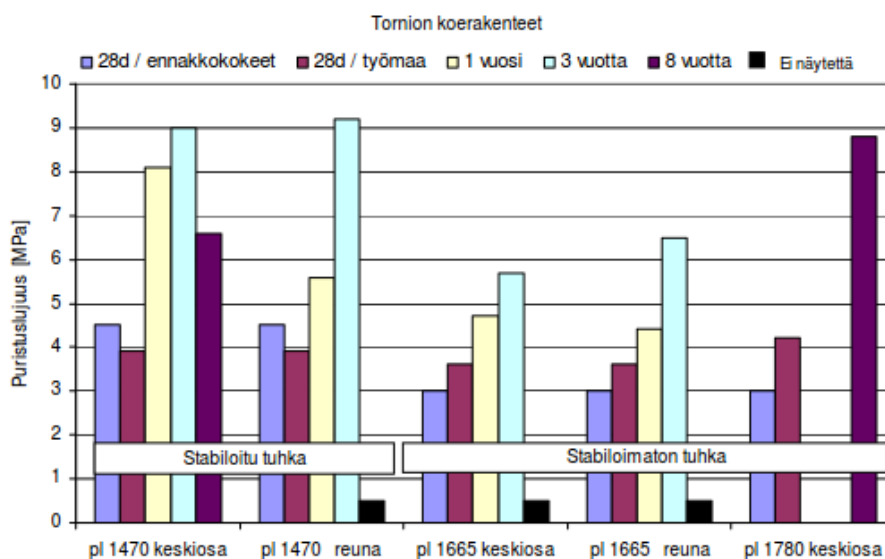


Kuva 70. Yli-Liakka-Kourilehto, Tornio. Stabiloitu lentotuhkarakenne plv. 1450-1550 ja stabiloimaton lentotuhkarakenne plv. 1650-1800 (Ramboll 2008d)

Vuonna 2000 tehtiin kohteille silmämääräinen kuntokartoitus ja otettiin joitakin koekappaleita. Stabiloitun lentotuhkarakenteen kohdalla tie oli hyväkuntoinen, eikä päällysteessä ollut halkeamia tai painumia. Tasaumurskekerroksen paksuus oli 70 mm ja tuhkerakroksen paksuus 200-220 mm (pl. 1470). Sekoittumista ei ollut tapahtunut. Koekappaleet saatiin poraamalla ja vain lähellä tien reunaa rakenteen ylä- osassa esiintyi hiushalkeama. Rakenne oli kaivettaessa myös lujan tuntuinen. Stabi- loimaton lentotuhkaosuus oli niin ikään hyväkuntoinen, eikä painumia tai halkeamia ollut havaittavissa päällysteessä. Tuhkerakroksen paksuus oli 250 mm ja tasaumurs- keen 60-70 mm (pl. 1665). Koekappaleiden poraaminen onnistui hyvin. Rakenteessa oli joitakin hiushalkeamia lähinnä työnaikaisissa tiivistysrajoissa. Rakenne oli kuiten- kin selkeärajainen ja tuntui kaivettaessa lujalta. (Ramboll 2008d)

Myös vuonna 2002 tehdyissä tutkimuksissa stabiloidun lentotuhkarakenteen kohdalla tie oli hyväkuntoinen, mutta lähellä keskilinjaa sekä noin 200 mm etäisyydellä päällysteen reunoista oli kapeita hiushalkeamia. Rakenne vaikutti porattaessa edelleen kovalta, mutta poratut kappaleet katkesivat tiivistysrajoista herkästi, vaikkei silmämääräisesti kappaleessa ollut havaittavissa hiushalkeamia. Stabiloimattoman lentotuhkarakenteen kohdalla tie oli hyväkuntoinen, joskin hyvin kapeita pituushalkeamia esiintyi lähellä keskilinjaa ja molempien kaistojen keskellä. Päällysteen reunaosat olivat jonkin verran halkeilleet 30 cm leveydeltä. Tuhkakerros oli kova, rajapinnoiltaan selkeä ja sekoittumaton. Kerros tuntui lujalta, mutta yläosassa, sekä reunoilla että keskiosassa, oli noin 50 mm paksuudelta helpommin rikkoutuvaa materiaalia. Syvemällä rakenne oli kuitenkin ehjä ja hiushalkeamia oli vain vähän. (Ramboll 2008d)

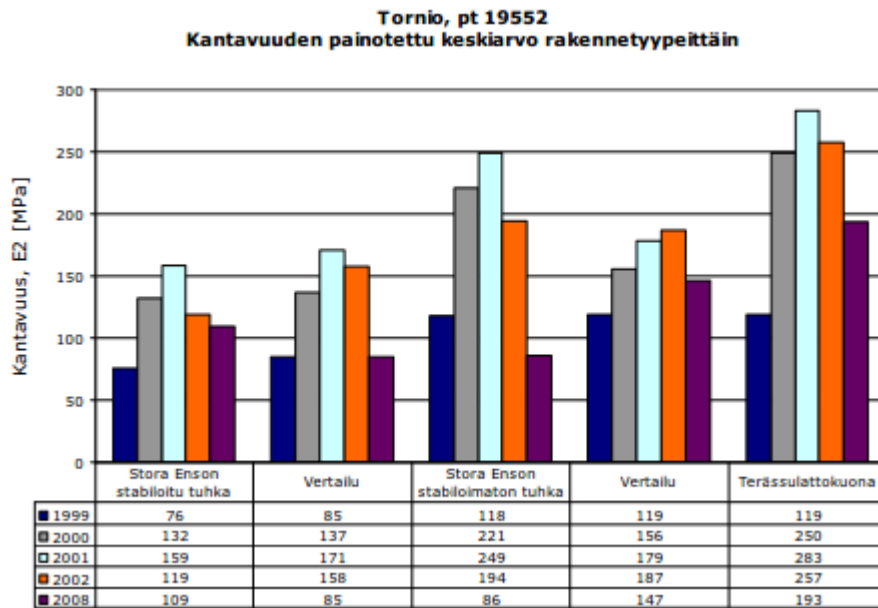
Vuonna 2007 UUMA-inventaarin (Ramboll 2008d) yhteydessä kohteessa tehtiin seuranta tutkimuksia. Stabiloidun lentotuhkarakenteen kohdalla päällysteen pinnassa oli paljon kapeita pitkittäishalkeamia molemmissa reunoissa noin puolen metrin leveydellä. Koko rakenteen pituudelta oli myös 2-20 mm levyisiä keskilinjalta. Koerakenteen alkuosassa oli lisäksi kolme laajahkoa 20 mm painuma-alueita tien reunoilla. Koekuopassa pl. 1480 tuhkan pinta oli kiinteä ja selkeä. Reunassa murskekerroksen poiston yhteydessä tuhka kerroksen pinnasta irtosi muruja. Alempana rakenne oli kuitenkin kiinteämpää. Tien keskellä tuhkarakenteessa oli hiushalkeamia 70 mm saakka. Koekappaleiden otto oli hankalaa. Pl. 1530 tuhkakerros oli selkeä ja kiinteä, mutta porattaessa näytteet hajosivat vaakasuuntaisiin noin 5 mm paloihin. Stabiloimattoman lentotuhkakerroksen kohdalla molemmissa reunoissa noin 80 cm leveydeltä esiintyi runsaasti halkeamia. Keskellä ja molemmilla ajokaistoilla esiintyi myös halkeamia jonkin verran, kuitenkin vähemmän kuin stabiloidussa tuhkarakenteessa. Koekuopassa paalulla 1670 tuhkarakenteessa oli runsaasti vaakasuuntaisia hiushalkeamia, eikä ehyitä koekappaleita saatu poraamalla. Paalulla 1780 porauksen yhteydessä 30 mm syvyyteen asti kerros oli rikkonaista, mutta sitä alemmalla saatiin kohtalaisia koekappaleita. Koekappaleista määritettyjen puristuslujuuksien perusteella on todettavissa että lujuuden kehittyminen on varsin pitkäaikaista (Kuva 71).



Kuva 71. Lentotuhkarakenteiden koekappaleiden puristuslujuudet (ennakkokokeiden ja työmaan 28d:n tulokset on saatu laboratoriossa valmistetuista koekappaleista). (Ramboll 2008d)



Keväällä 2008 tehtyjen kantavuusmittausten perusteella stabiloidun lentotuhkan kantavuudessa ei ole tapahtunut suuria muutoksia. Stabiloimattoman tuhkarakenteen kantavuudet ovat vuoden 2008 mittausten perusteella heikentyneet selvästi ja ovat keskimäärin jopa alle lähtötilanteen (Kuva 72). Stabiloidun rakenteen kantavuus on ollut koko seurannan ajan stabiloimatonta rakennetta huonompi. Yhtenä syynä voidaan pitää rakentamisen aikaista tuhkan säilytystä. Stabiloituun rakenteeseen käytetty tuhka oli varastoitu kosteana pidemmän aikaa, joten se on todennäköisesti menettänyt merkittävän osan aktiivisuudestaan varastoinnin aikana.

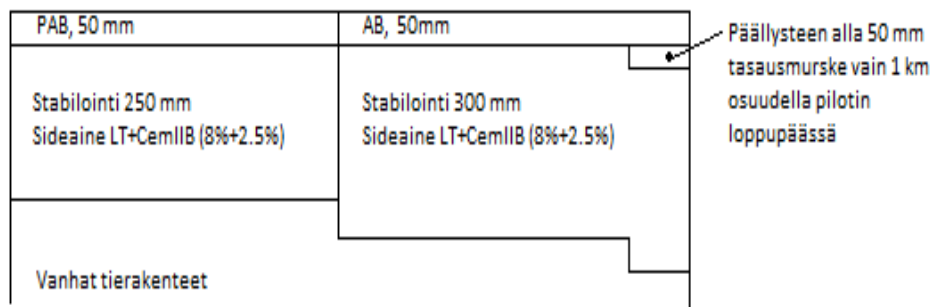


Kuva 72. Kantavuuden painotettu keskiarvo (25% oikea, 25% vasen, 50% keskilinja) rakennetyypeittäin. (Ramboll 2008d)

Kesällä 2008 kohteella tehtiin tasaisuus- ja urasyvyysmittaukset. Stabiloidusta lentotuhkarakenteesta mitattu IRI-arvo (1,5-7,5) on hieman suurempi kuin kohteella keskimääräisesti, mutta hieman vertailurakennetta pienempi. URA-arvo on stabiloidulla lentotuhkarakenteella suurin (max. 16,1) ja varsinkin oikea kaista on tulosten perusteella urautunut. Stabiloimattoman tuhkarakenteen IRI-arvo on kohteen suurin (max. 9,2), mutta URA-arvot keskimääräiset (0,1-11,4). Tasaisuusmittaustulosten perusteella tien kunto vaihtelee pääosin hyvän ja erittäin hyvän välillä (Tiehallinto 2005). Stabiloimattoman lentotuhkarakenteen IRI-arvo kuitenkin viittaa tyydyttävään kuntoon. Tien kautta ei kulje raskasta liikennettä, joten urautuminen on kohteessa vähäistä.

### Teuroistentie, Elimäki

Teuroisten paikallistiellä, Elimäellä rakennettiin Ecoroad-hankkeen yhteydessä pilottikohde, jossa kerrostabilointeina toteutettiin kaksi erilaista rakennetta. Pilottikohteen kokonaispituus on noin 8 km ja koerakentaminen toteutettiin kesällä 2006. Kohteessa kerrostabiloinnin sideaineena käytettiin kostutetun perussementin (2,5 %) ja kuivana varastoidun lentotuhkan (8 %) seosta. Päällyste on pääosin suoraan stabiloidun kerroksen päällä, vain viimeisen kilometrin matkalla on käytetty tassaumursketta 50 mm paksuisena kerroksena. Stabilointipaksuus oli 250-300 mm (Kuva 73).

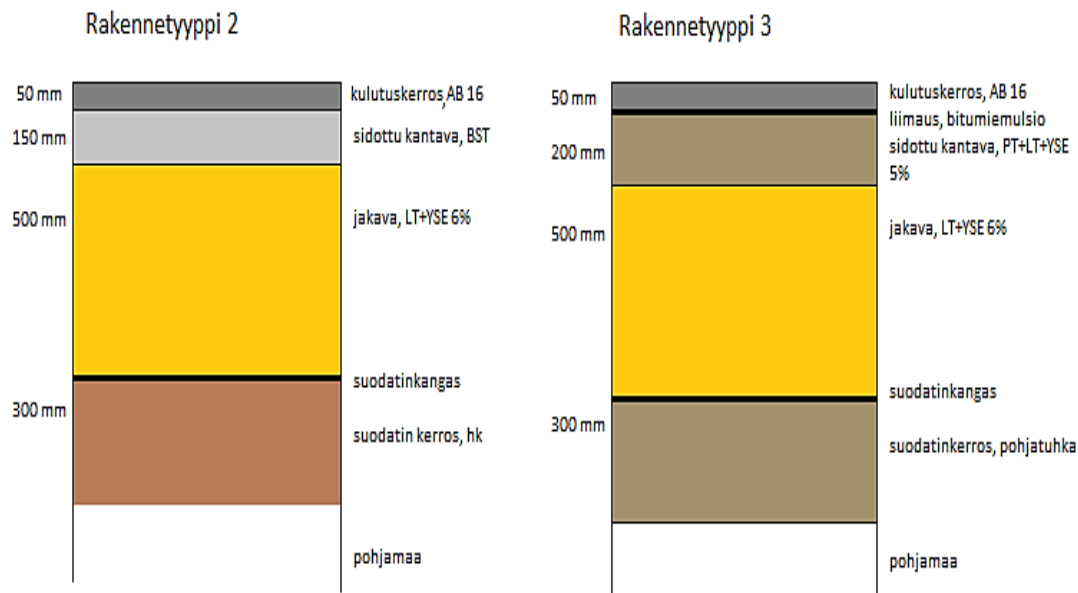


Kuva 73. Teuroistentie, kerrostabilointirakenteet. Perustuu lähteeseen (Ramboll 2008b)

UUMA-inventaarin yhteydessä tehtyjen seurantatutkimusten tulosten perusteella rakenne on käyttäytynyt odotetulla tavalla parantaen kohteen kantavuutta huomattavasti. Kuntokartoitusten perusteella rakenteessa ei ole havaittavissa mainittavaa vaurioitumista paikoittain esiintyvää kapeaa pitkittäishalkeilua ja runsasta poikkihalkeilua lukuun ottamatta. Rakenteen toimivuuden arvioinnin kannalta seuranta-aika oli kuitenkin vielä lyhyt, vain 1,5 vuotta. Päällysteen murtuminen saattaa johtaa stabiloidun kerroksen kosteustilan muuttumiseen, mikä voi vaikuttaa rakenteen toimintaan ja lujuuden kehitykseen. (Ramboll 2008b)

#### Mt 272 Ämttö, Porin tuhkatie

Kohteeseen kuuluu kolme tuhkarakenteista maantieosuutta (yhteensä 550 m), maantiehen liittyvä paikallistieosuus (60 m) ja yksityistieosuus (110 m). Tieosuudet on rakennettu vuosina 1997-1998. Kivihiilen lentotuhkaa on käytetty päätien koeosuudella ja kahden liittymän koeosuuksilla jakavassa kerroksessa sementillä (6%) stabiloituina. Pohjatuhkan (60 %) ja lentotuhkan (40%) seosta on käytetty lisäksi liittymien kantavassa kerroksessa sementillä stabiloituina sekä pohjatuhkaa sellaisenaan liittymien suodatinkerroksessa (Kuva 74).



Kuva 74. Ämttöö, Porin tuhkatie. Rakennekerrokset. Päätiellä käytetty tuhkarakenne (rakennetyyppi 2) ja liittymissä käytetty tuhkarakenne (rakennetyyppi 3), perustuu lähteeseen (Juvankoski & Kivikoski 2001)

Sekä koerakennuskohteessa että laboratoriossa tehtyjen määritysten mukaan lentotuhkaa käyttäen oli saavutettavissa hyvä kantavuus. Maastossa jo muutamien päivien kuluttua lentotuhkakerroksen pinnalta tehtyjen levykuormituskokeiden perusteella havaittiin, että lentotuhka on lujittunut rakenteessa nopeasti. Nopeaa lujittumista edesauttoi siilotuhkan korkeasta lämpötilasta johtuva tielinjalle levitettävän massan korkea lämpö. Suunnittelussa asetettuja tiiviysvaatimuksia ei tuhkarakenteilla koetiessä onnistuttu saavuttamaan, mikä saattoi johtua tuhkan ominaisuuksien vaihtelusta verrattuna ennakkokokeiden tuhkiin. Tuhkan tiivistettävyyssominaisuuksien vaihtelu saattaa etenkin alhaisissa tiiviysasteissa heijastua myös tuhkan muihin geoteknisiin ominaisuuksiin. Talvella 1997–1998 tuhkaosuuksilla mitattiin 40...50 mm routanousuja, mikä vastasi lähtöarvojen perusteella laskettuja routanousuja. Kevään pudotuspainolaitemittauksissa päätien tuhkarakenteen kantavuudeksi mitattiin routimisesta huolimatta keskimäärin 340 MPa. Vaikka tavoitekantavuuksia ei saavutettu, ylittivät ne kuitenkin vertailuosuuksien hieman pienemmät kantavuudet. Liittymissä mitatut kantavuudet vaihtelivat huomattavasti. Pitkällä aikavälillä routiminen vaikuttaa kuitenkin heikentävästi kantavuuden säilymiseen. Talven 1999–2000 jälkeen vauriot ovat lisääntyneet selvästi. Pituushalkeamia oli joko tien keskilinjalla, 2.2 metrin etäisyydellä keskilinjasta tai reunaviivan lähistöllä. Rakenne on käyttäytynyt melko hyvin kevään routimisista johtuneista epätasaisuuksista huolimatta ja veden lamikoitumista lukuun ottamatta. Kantavuuden tasaannuttua kantavuusmittaustulokset ovat alkaneet tuhkarakenteen osalla osoittaa kantavuuden lievää laskua. Myös liittymissä kantavuudet ovat alenemassa. (Juvankoski & Kivikoski 2001)

## Yhteenveto

Lentotuhkaa on käytetty stabiloinneissa sekä massiivirakenteina. Lentotuhkan lämmönjohtavuus on luonnonkiviaineksen lämmönjohtavuutta pienempi. Tuhkien laatu vaihtelee polttoaineesta ja polttoprosessista riippuen huomattavasti. Tämä hankaloittaa myös vertailua eri maiden kesken. Materiaaliominaisuudet on huolellisesti selvitettävä ennakkokokeilla. Lentotuhkan varastoinnilla on myös vaikutusta reaktiivisuuteen ja siten lentotuhkarakenteen lujuuskehitykseen. Liika kosteus ja alhainen lämpö-

tila heikentävät lentotuhkan lujuuden kehitystä. Märkänä varastoidun lentotuhkan on myös havaittu menettävän lujittumisominaisuuksiaan ajan myötä. Rakentamisessa käytettävien tuhkien ominaisuuksien huolelliseen dokumentointiin olisikin jatkossa kiinnitettävä entistä suurempaa huomiota, jotta tuhkarakentamista ja sen ohjeistusta voidaan kehittää luotettavalta pohjalta.

Yhdysvalloissa toteutetuissa lentotuhkarakenteissa lentotuhkaa (FA-C) on käytetty vanhojen päällysrakennekerrosten stabiloinneissa ilman muita sideaineita. Lentotuhkaa on käytetty tyypillisesti 8–14 %. Päällyste on rakennettu suoraan stabiloidun kerroksen päälle ilman tasauserroksia. Stabiloitujen kerrosten jäykkyydet ovat olleet parempia kuin vertailurakenteilla. Laboratoriossa tehdyissä jäätymis-sulamiskokeissa on havaittu jopa 17 % jäykkyyshäviön pienenemistä jo viiden syklin jälkeen. Seuranta-ajat ovat kuitenkin olleet lyhyitä, joten pitkäaikaistoimivuudesta ei voida tehdä pitkälle meneviä johtopäätöksiä. Ruotsissa Salassa tehdyissä tutkimuksissa jäätymis-sulamiskokeen perusteella lentotuhka vaatii toimiakseen muita sideaineita. Minnesotassa havaittiin, että stabiloidun (FA-C, 14%) kerroksen jäykkyys ei kasva lujittumisaikana myötä, mikä saattaa johtua kutistumishalkeamista stabiloidussa kerroksessa. Myös muissa tutkimuksissa on havaittu, että lentotuhkapitoisuuden ollessa suuri, halkeilun mahdollisuus kasvaa. Rakenteen odotettu elinikä oli kuitenkin huomattavasti korkeampi kuin vertailurakenteilla.

Yhdysvalloissa lujittuneesta lentotuhkasta on tehty myös erilaisia rakenteita. Lujittunut lentotuhka (Hydrated Fly Ash) on valmistettu antamalla lujittuvan jauhemaisen lentotuhkan lujittua kosteuden vaikutuksesta, jolloin lentotuhkasta lujittuu jäykkä materiaali, joka on mahdollista murskata synteettiseksi kiviainekseksi. Lentotuhkaa oli käytetty tien kantavassa kerroksessa. Atlantassa rakennetuissa kohteissa ilmeni muutamissa rakenteissa ongelmia lentotuhkakerroksen kantavuuden kanssa, mikä aiheutti muun muassa halkeamia. Yhdessä rakenteessa lentotuhkakerroksessa syntyi myös kutistumishalkeamia. Iowassa lujittunut lentotuhka hienoni rakentamisen aikana ja lujuudet myös vaihtelivat. Tiivistämisen aikaisella kosteuspitoisuudella havaittiin olevan merkitystä saavutettavaan lujuuteen. Ongelmia ilmeni myös heti käyttöönoton jälkeen, kun raskaan liikennekuormituksen seurauksena syntyi epävakaita alueita, joissa lujittunut lentotuhka hajosi hienoksi jauheeksi ja kuivui nopeasti. Vaurioitumisen syiksi arveltiin huonoa tiivistymistä, kylmästä säästä johtuvaa huonoa lujittumista, rakentamisaikavaihtelua ja erittäin pehmeää pohjamaata. Rakenne päällystettiin myöhemmin betonilaatalla.

Suomessa lentotuhkarakenteissa on käytetty lisäksi muita sideaineita, kuten sementtiä tai kalkkia. Myös rikinpoistolopputuotetta on käytetty yhdessä lentotuhkan kanssa. On rakennettu sekä massiivirakenteita että tehty kerrostabilointeja. Rakentamisaikankohta vaikuttaa rakenteen onnistumiseen. Sateiden vuoksi tuhkarakenteen optimisipitoisuus saattaa ylittyä sekä tiivistyspohja pehmetä, jolloin rakenne ei tiivisty riittävästi. Alhainen lämpötila myös hidastaa lujuuden kehitystä. Lentotuhkarakenteet olisikin syytä tehdä kevään ja kesän aikana. Tällöin tuhkarakenne ehtisi lujittua riittävästi kesän aikana ennen seuraavaa talven routakuormitusta ja kevään kelirikkoa. Syksyllä rakennettu lentotuhkarakenne ei todennäköisesti kasvata lujuuttaan ennen seuraavaa kevättä.

Sideaineen onnistunut sekoitus ja tiivistys ovat myös oleellista. Kun lentotuhkan vesipitoisuus ei ole optimaalinen, riittävää tiiveystasoa ei saavuteta ja lujuus alenee. Tiivistämistapaan ja tiivistämisessä käytettäviin koneisiin on kiinnitettävä huomiota. Väliaikainen päällysmateriaali on myös levitettävä välittömästi tiivistämisen jälkeen. Epätasaiset kantavuudet samassa koekohteessa saattavat myös johtua vaihtelevasta rakentamisen laadusta tai käytetyn tuhkan laadunvaihteluista. Koska lentotuhka on herkkä kosteudelle, tien kuivatus vaikuttaa merkittävästi lentotuhkarakenteen toimintaan. Tien pinnalla makaava vesi tai pohjarakenteesta nouseva vesi vaurioittaa tuhkarakennetta ja heikentää sen kantavuutta. Heikoilla pohjamailla tuhkarakenteen lujuus oli myös heikko. Heikko pohjamaa lisää tuhkarakenteen kuormitusta ja heikko kantavuus vaikeuttaa tiivistystä, jolloin lujuuskehitys heikkenee. Alempiluokkaisilla teillä vanhan tierakenteen laatu ja pohja-olosuhteet vaihtelevat usein runsaasti. Vanha rakenne on usein myös eri paksuinen eri kohdissa. Kuivatuksen merkitys korostuu etenkin kevään sulamiskaudella.

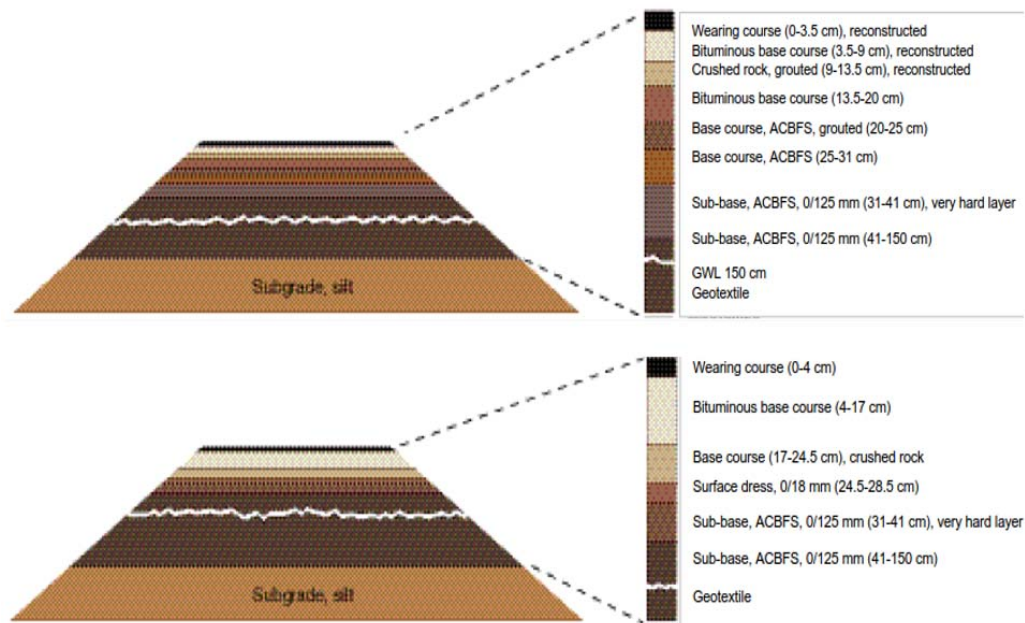
### **5.2.2 Terästeollisuuden sivutuotteita sisältävät rakenteet**

Terästeollisuuden sivutuotteita sisältävät rakenteet käsitellään tässä yhteydessä puolijäykkinä rakenteina, joidenkin sivutuotteiden lujittumisominaisuuksien vuoksi. Valituissa kohteissa on käytetty ilmajäähdytettyä masuunikuonaa, teräskuonaa tai masuunihiekkaa. Terästeollisuuden kuonien lämmöneristävyys ja suurempi jäykkyys mahdollistavat ohuemman tierakenteen. Ylempänä rakenteessa masuunikuona saat-  
taa edesauttaa päällysteen pinnan jäätymistä etenkin aikaisin talvella, lämpimämmillä alueilla masuunikuona soveltuisi kuitenkin myös kantavaan kerrokseen.

### **Terästeollisuuden sivutuotteita sisältäviä rakenteita Ruotsissa**

#### **E4**

Vuonna 1986 ilmajäähdytettyä masuunikuonaa (ACBFS) käytettiin jakavassa kerroksessa yhdessä E4 tien osassa. Ajorata oli 7,5 metrin levyinen ja tien molemmilla puolilla oli 2,75 metrin levyiset pientareet. Suunnittelu perustui keskimääräiseen vuorokausiliikenteeseen 10000 ajon./vrk, joista 17 % on raskasta liikennettä. Vuonna 1995 tie rakennettiin uudelleen osittain käyttäen uudelleen vanhan rakenteen masuunikuonaa, mutta myös rakentamalla kaksi uutta kaistaa käyttäen masuunikuonaa jakavassa kerroksessa ja osittain myös kantavan kerroksen alaosassa. Uudistetun tien keskimääräinen vuorokausiliikenne on 15 000 ajon./vrk, joista 14 % on raskasta liikennettä. Alueella pohjaveden pinta on melko korkealla, 1,5–2 metrin syvyydessä maanpinnasta ja alueelle onkin asennettu pohjavedenpinnan tarkkailuputkia jo 1980-luvun puolivälissä ennen rakennustöiden aloittamista. Talvet ovat alueella lauhoja, vain hieman alle nollan asteen. Elokuussa 1998 tutkittiin ja mitattiin tien rakennekerroksia. Poikkileikkaukset pohjoiseen ja etelään päin menevillä kaistoilla on esitetty kuvassa 75. (Reid et al. 2001)



Kuva 75. E4, Ruotsi. Ylhäällä pohjoiseen päin menevät kaistat (uudistettu rakenne), alhaalla etelään päin menevät kaistat (uusi rakenne). Rakenteet perustuvat tutkimuksiin. (Reid et al. 2001)

Kohteelle tehtiin useita laboratoriotutkimuksia ja kenttäkokeita. Tuloksia verrattiin uuden ja vanhan rakenteen välillä. Masuunikuonan raekokojakauman havaittiin täytävän jakavalle kerrokselle asetetut tekniset vaatimukset (VÄG 94). Dynaamisen kolmiakσιαalikokeen tulokset osoittivat, että masuunikuonan jäykkyys kasvaa jo neljän viikon ikäännyttämisen aikana verrattuna tuoreeseen masuunikuonaan tai tavanomaiseen murskeeseen. Ikäännyttämisen havaittiin myös pienentävän pysyviä muodonmuutoksia. Pudotuspainolaitemittauksissa saatiin samansuuntaisia tuloksia analysoimalla tai takaisinlaskemalla kunkin kerroksen jäykkyysmoduuliarvot. Vanhemmassa rakenteessa masuunikuonakerroksen jäykkyys oli kaksinkertainen murskekerrokseen nähden. Uudemmallalla tierakenteella masuunikuonalla saatiin tätäkin suurempia jäykkyyksiä.

### Smedjebacken

Teräskuonaa käytettiin tien jakavassa kerroksessa. Tie on noin 6 metrin levyinen ja se johtaa Smedjebackenin kierrätyskeskukseen. Tie on valmistunut vuonna 1996. Teräskuonarakenteesta otettiin näytteitä syksyllä 2006 (Arm et al. 2008b). Tutkimuksen tarkoituksena oli selvittää sivutuotteiden pitkäaikaiskestävyyteen vaikuttavaa ikääntymisprosessia sekä esitellä laboratoriomenetelmää, jossa kiihdytetään materiaalin ikääntymistä. Menetelmä mahdollistaisi tuoreen sivutuotteen pitkäaikaistoimivuuden arvioinnin. Näytteitä otettiin noin puolesta välistä koeosuutta kierrätyskeskukseen johtavalta kaistalta. Näytteitä otettiin kantavasta ja jakavasta kerroksesta sekä pohjamaasta (soramoreenia). Vertailun vuoksi tuoreesta vuorokauden ikäisestä kuonasta (0...40 mm) otettiin myös näytteitä. Koska teräskuona oli liian tuoretta käytettäväksi heti tierakenteessa, ikäännytetttiin sitä varastoimalla ulkotiloissa seitsemän kuukauden ajan ennen laboratoriotutkimusten kahdeksan näytteen ottamista ja laboratoriotutkimusten tekemistä. Jakavasta kerroksesta otetuista näytteistä määritettiin raekokojakausma, vesipitoisuus, kokoonpuristuvuus, tiheys ja veden imeytyminen. Lisäksi määritettiin mineralogia ja mikrostrukturi (SEM/EDS-analyysi, XRPD-analyysi), jäykkyys ja stabiliteetti sekä kemiallinen koostumus, pH ja liukoisuus. Muille kerrok-

sille määritettiin ainoastaan raekokojakauma ja vesipitoisuus. Kokoonpuristuvuustestin perusteella teräskuona on herkkä vesipitoisuuden vaihtelulle. Optimaaliseksi vesipitoisuus saatiin 3,6 % ja maksimi kuivairtotiheydeksi 2,54 t/m<sup>3</sup>. Tien keskeltä otetuissa näytteissä teräskuonan ominaisuudet olivat hyvin saman kaltaisia kuin varastoidulla, tuoreemmalla teräskuonalla. Tien reunoilla materiaali oli vahingoittunut tien keskiosaa enemmän. Materiaali oli ikääntynyt nopeammin ja tutkimuksessa löytyi viitteitä karbonatisoitumisesta (pH:n aleneminen) ja liukenemisprosesseista. Kiihdytetyssä ikäännyttämisessä onnistuttiin myös saavuttamaan karbonatisoituminen ja liukoisuudet, joita oli havaittu tien reunaosissa.

## Egypti

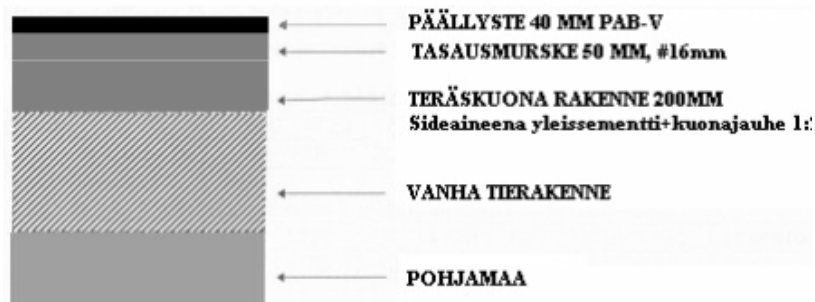
Behiry (2013) tutki teräskuonan määrän vaikutusta teräskuonan ja kalkkikiven seosten mekaanisiin ominaisuuksiin. Teoreettisella analyysillä arvioitiin pystysuuntaista muodonmuutosta, kohtisuoria ja radiaalisia jännityksiä sekä pystysuuntaista kuormitusta jakavassa kerroksessa raskaan liikennekuormituksen seurauksena. Teoreettinen laskenta tehtiin elementtimenetelmään perustuvalla FENLAB-ohjelmalla. Havaittiin että, mekaaniset ominaisuudet paranevat lisäämällä teräskuonan määrää. Paras kerroksen tiiveys ja lujuus saavutettiin 70 % teräskuonapitoisuudella.

## Terästeollisuuden sivutuotteita sisältäviä koerakenteita Suomessa

Terästeollisuuden sivutuotteita tutkittiin Suomessa melko laajasti 1990-luvun puolessa välissä (Mäkikyrö 2000). Työn tarkoituksena oli ohjeistaa kuonatuotteiden käyttöä tierakenteissa. Tutkimuksen yhteydessä tehtiin laajoja laboratoriokokeita sekä rakennettiin lukuisia koerakenteita.

### Yli-Liakka-Kourilehto, Tornio

Pilottikohde oli Tornion kaupungin alueella sijaitseva Yli-Liakka-Kourilehdon paikallistie PT 19552. Koerakenteet on toteutettu elokuussa 1999 osana silloisen tielaitoksen ”Sorateiden keli-rikko-aurioiden korjaaminen 1990-2000” -projektia. Kohteen kokonaispituus on 750 metriä. Tiellä on toteutettu kolme erilaista koerakennetta, joista paaluvälillä 1900–2050 on teräskuonarakenne. Lisäksi kohde sisältää stabiloidun ja stabiloimattoman lentotuhkarakenteen sekä vertailurakenteita. Lentotuhkarakenteita on käsitelty edellisessä kappaleessa 5.2.1. Vaihtoehtoisia materiaaleja käytettiin tien kantavassa kerroksessa. Teräskuonarakenne (Kuva 76) toteutettiin Outokumpu Polarin Tornion tehtaiden terässulattokuonalla, jonka sideaineena käytettiin 6 % kuonan kuivamassasta, sementin ja masuunikuonajauheen seosta (1:2). Teräskuonakerros oli 200 mm paksuinen. Vertailurakenteet on toteutettu suodatinkankaan päälle levitetylä 200 mm murskekerroksella. Kaikkien rakenteiden päälle tehtiin 50 mm tasausmurskekerros ja rakenne päällystettiin pehmeällä asfalttibetonilla (40 mm). (Ramboll 2008d)



Kuva 76. Yli-Liikka-Kourilehto, Tornio. Terässulattokuona rakenne plv. 1900-2050 (Ramboll 2008d)

Vuonna 2000 tehtyjen koekuoppatutkimusten perusteella tie oli hyväkuntoinen eikä koekuopan, pl.2010, läheisyydessä ollut halkeamia tai painumia. Koko koeosuudella päällysteessä oli kolme kapeaa poikkihalkeamaa. Kappaleiden poraaminen rakenteesta onnistui ja ainoastaan reunaosissa esiintyi jonkin verran hiushalkeamia. Sekoittamista ei ollut tapahtunut ja rakenne oli kaivettaessa kovaa. Vuonna 2002 tehdyissä tutkimuksissa tie oli muutoin hyväkuntoinen, mutta molemmilla kaistoilla oli kapea pituushalkeama lähellä kaistan keskiosaa sekä noin 300 mm etäisyydellä päällysteen reunasta. Rakenne oli kuitenkin kova, ehyt ja teräskuonakerros oli selkeärajainen ja sekoittumaton. (Ramboll 2008d)

Vuonna 2007 UUMA-inventaarin (Ramboll 2008d) yhteydessä tehdyissä seurantatutkimuksissa terässulattokuonarakenteen osuudella havaittiin 2–20 mm levyisiä pituushalkeamia. Reunat olivat pääosin ehjät ja koko 150 metrin matkalla oli yhteensä kahdeksan poikittaissuuntaista 10–50 mm levyistä halkeamaa. Kuonakerros oli pinnaltaan selkeää ja kovaa. Porattaessa näyte tuntui homogeeniseltä ja lujalta. Koekappaleista määritettyjen puristuslujuuksien perusteella voitiin myös todeta terässulattokuonamateriaalin lujuuden kehityksen olevan pitkäaikaista. Kesällä 2008 tehdyissä IRI- ja URA- mittauksissa teräskuonarakenteen IRI-arvot olivat keskimääräiset (0,9–8,8) ja URA-arvot mitatuista kohteista pienimmät (0,3–7,0). Tasaisuusmittaustulosten perusteella tien kunto vastaa hyvää tai erittäin hyvää (Tiehallinto 2005). Viimeisimmät kantavuusmittaukset kohteeseen tehtiin toukokuun lopussa 2008. Kantavuusmittausten perusteella teräskuonan kantavuudessa ei ole tapahtunut vuosien aikana suuria muutoksia. Kaiken kaikkiaan rakenne on toiminut hyvin eikä esimerkiksi vastaavan luokan teille tyypillistä routimista tai routavaurioita ole havaittu. Kantavuus on myös liikennemääriin nähden riittävä.

Ekoinfra-projektin yhteydessä seuratuissa koerakennuskohteissa (Forsman et al. 2002) masuunihiekkaa käytettiin lähes kaikissa. Masuunihiekkakerrosten paksuudet vaihtelivat 400...1000 mm välillä. Masuunihiekkaa käytettiin pääasiassa jakavassa kerroksessa. Masuunihiekkakerrokset tiivistettiin pääosin yhtenä kerroksena ja ne tiivistyivät kohtalaisesti. Yhdessä rakenteessa kerroksen puoliväliin asennettiin teräsverkko ja tämä rakenne tiivistettiin kahdessa osassa. Kohteissa, joissa kuivakuorisavikerroksen päälle tuli masuunihiekkakerros, ja jonka päälle tuli kantava kerros kalliomurskeesta tai betonimurskeesta, masuunihiekan havaittiin lujittuvan hyvin ja toimivan samalla tehokkaana routaeristeenä. Kaikissa kohteissa, joissa käytettiin masuunihiekkaa rengasrouheen yläpuolella, ylitettiin tavoitekantavuudet pudotuspainolaitteella mitattuna. Levykuormituskokeella saadut kantavuudet olivat pienempiä eikä tavoitekantavuuksia kaikissa kohteissa edes saavutettu. Masuunihiekkakerroksen havaittiin lujittuvan hyvin myös rengasrouhe- ja kevytsorakerroksen päällä. Kohteiden



välillä oli kuitenkin vaihtelua ja lujittumisen havaittiin riippuvan jossakin määrin kevennysmateriaalin yläpuolisen kerroksen paksuudesta.

### **Yhteenveto**

Terästeollisuuden kuonien lämmöneristävyys ja suurempi jäykkyys mahdollistavat ohuemman rakenteen. Ylempänä rakenteessa masuunikuona saattaa edesauttaa päällysteen pinnan jäätymistä etenkin aikaisin talvella, lämpimämmillä alueilla masuunikuona soveltuisi kuitenkin myös kantavaan kerrokseen. Materiaalin jäykkyys kasvaa ajan myötä. Ilmajäähdytetyllä masuunikuonalla saavutettiin kaksinkertaisia tai jopa suurempia jäykkyyksiä murskekerrokseen nähden. Teräskuonan on havaittu olevan herkkä vesipitoisuuden vaihtelulle. Arm et al. (2008b) havaitsivat, että tien reunoilla materiaali ikääntyi nopeammin kuin tien keskiosassa. Tien keskiosista ote- tuissa näytteissä teräskuonan ominaisuudet olivat saman kaltaisia kuin varastoidulla tuoreemmalla teräskuonalla. Torniossa toteutetusta terässulattokuonarakenteesta otetuille koekappaleille määritettyjen puristuslujuuksien perusteella lujuuden kehi- tyksen olevan pitkäaikaista (noin 10 vuoden iässä).

## **5.3 Sorapäällysteiset rakenteet**

Sorapäällysteiset tiet ovat tyypillisesti vähäliikenteisiä teitä. Ne on usein rakennettu pehmeille pohjamaille ja etenkin keväisin teillä saattaa olla kantavuusongelmia. So- rapäällysteiset uusiomateriaaleja sisältävät rakenteet ovatkin tyypillisesti vanhojen sorateiden parantamiskohteita. Suomen teistä noin 35 % on sorapintaisia.

### **5.3.1 Sorapäällysteiset lentotuhkarakenteet**

Lentotuhkalla on toteutettu kerrosstabilointeja, joissa on stabiloitu vanhoja tieraken- teita käyttämällä sideaineena lentotuhkaa tai sekoittamalla tuhkan sekaan lisäsideai- neita kuten sementtiä. Sideaineseos on sekoitettu vanhaan tierakenteeseen halutulla syvyydellä. Siten on saavutettu parempi kantavuus sekä kestävyys kelirikkoa vastaan. Stabiloituja lentotuhkakerroksia on tehty myös asemasekoitteisina, jolloin sekä käy- tettävä kiviaines että sideaineet ja mahdollisesti myös vesi sekoitetaan muualla ja kuljetetaan työmaalle levitystä ja tiivistämistä varten. Lentotuhkaa on käytetty myös massiivirakenteena sellaisenaan, yhdessä rikinpoistotuotteen kanssa tai stabiloituna.

### **Sorapäällysteiset lentotuhkarakenteet Ruotsissa**

Ruotsissa on rakennettu tuhkaohjelman (The Swedish Ash Programme 2002–2008, Askprogrammet) yhteydessä muutamia sorapintaisia lentotuhkaa sisältäviä koeteitä lähinnä Suomesta saatujen positiivisten kokemusten perusteella. Koerakenteissa kantavuudet ja jäätymis-sulamisominaisuudet ovat parantuneet. Yhdellä koetiellä havaittiin liuenneiden suolojen määrän kasvua, mutta se on ollut ainoastaan väliai- kaista. (Bjurström & Herbert 2009)

### **Norberg ja Börje**

Ruotsissa (Mácsik 2006) on tutkinut lentotuhkan geoteknisiä ominaisuuksia ja ympä- ristövaikutuksia kahdessa koekohteessa: Norbergissä ja Börjessä. Kyseessä on vähä- liikenteisiä metsäteitä, joilla kulkee lähinnä puukuljetuksia. Koekohteita sekä niiden vertailurakenteita seurattiin kahden vuoden ajan. Norbergissä lentotuhkaa käytettiin

yhtenä tasaisena kerroksena tien kantavassa ja jakavassa kerroksessa. Koeosuus oli noin 90 metriä ja vertailuosuus 80 metriä pitkä. Vertailuosuudella korjattiin ainoastaan kulutuskerros. Lentotuhkakerroksen paksuus oli 200–500 mm. Kulutuskerroksessa oli 50 mm soraa. Börjessä lentotuhka sekoitettiin soran (30 %) kanssa. Tämä seos muodosti sekä kantavan että jakavan kerroksen. Tutkimuksessa havaittiin, että lentotuhka kasvattaa tien kantavuutta. Havaittiin kuitenkin että, vedellä ja roudalla on haitallinen vaikutus lentotuhkaan, mikä korostaa riittävän kuivatuksen merkitystä pitkäaikaiskestävyyden kannalta. Lentotuhkalla stabiloiduilla tieosuuksilla ei havaittu suurempia metallien tai epämetallien liukoisuuksia kuin vertailurakenteissa. Poikkeuksena olivat natrium, kalium ja sulfaatit, joita stabiloiduista rakenteista liukeni enemmän.

### **Ehnsjövägen, Hallstavik**

Halstavikissa toteutetussa vanhan soratien kunnostuskohteessa lentotuhkaa verrattiin muihin tyypillisemmin Ruotsissa käytössä oleviin sideaineisiin (sementti, Merit). Kohde valmistui syksyllä 2004. Materiaalit testattiin puristuslujuuden kehittymisen, jäätymis-sulamiskestävyyden sulamispehmenemisen osalta. Laboratoriotulosten perusteella lentotuhka/sementti- ja lentotuhka/Merit-seoksien 3% lisäsideainepitoisuudella on myönteinen vaikutus jäätymis-sulamiskestävyyteen. Paras stabilointitulokset saavutettaisiin 30 % lentotuhkalisäyksellä. Koetie (1200 m) jaettiin osuuksiin, joista yhdessä lentotuhka ensin levitettiin ja peitettiin sitten soralla, jonka jälkeen materiaalit sekoitettiin toisiinsa tiehöylällä. Toisessa osuudessa sora levitettiin ensin ja peitettiin sitten lentotuhkalla ja sekoitettiin. Lentotuhkaa piti myös kastella optimaalisen tiiveyden saavuttamiseksi. Pudotuspainolaitemittaukset ennen korjauksia ja vuoden päästä tien parantamisesta osoittavat kantavuuden kasvaneen. Lysimetrimittauksista saatujen tulosten perusteella lentotuhkasta liuenneita aineita, natriumia ja sulfiitteja, on vertailurakennetta enemmän stabiloiduissa osuuksissa. Neljän vuoden seurannan jälkeen pH ja sähkönjohtavuus sekä natriumin, sulfaattien ja muiden liuenneiden aineiden pitoisuudet ovat laskeneet. (Bjurström & Herbert 2009) Viiden vuoden kuluttua tie oli stabiloidulta osalta hyvässä kunnossa eikä reikiintymistä tai halkeamia ollut havaittavissa. Vertailurakenne oli reikiintynyt ja huonossa kunnossa. (Mácsik et al. 2012)

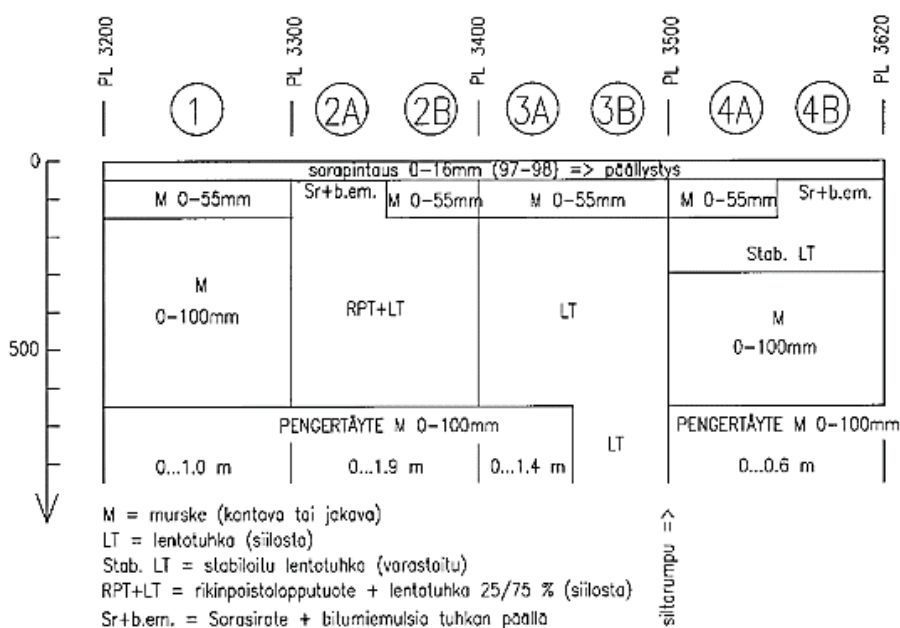
### **Sorapintaiset lentotuhkarakenteet Suomessa**

Lentotuhkaa on käytetty kerrosstabiloinnin sideaineena useissa kohteissa Suomessa. Tuhkaa on käytetty sellaisenaan tai yhdessä jonkin hydraulisen sideaineen tai aktivaatorin kanssa. Lentotuhkaa on käytetty sekä massiivisissa tuhkarakenteissa että kerrosstabiloinneissa. Lahtinen (2001) on tutkimuksessaan osoittanut, että lentotuhkalla stabiloiduilla sorateilla on tyypillisesti parempi kantavuus ja pidempi ennustettu käyttöikä kuin ilman lentotuhkaa rakennetuilla sorateilla. Lentotuhkalla stabiloimalla on saavutettu parempi kantavuus sekä kestävyys kelirikkoa vastaan. Tutkimuksessa arvioitiin 32 Suomessa rakennetun koerakenteen geoteknistä käyttäytymistä ja vaikutusta ympäristöön. Havaittiin, että lentotuhkan varastointitapa vaikuttaa merkittävästi sen laatuun. Parhaimmat ominaisuudet saavutetaan, kun lentotuhka on varastoitu kuivana. Laboratoriotesteillä voitiin osoittaa, että mitä pidempään kasteltua materiaalia varastoidaan sitä enemmän se menettää lujittuvuuttaan. Lahtinen (2001) viittaa myös väitöskirjatutkimukseensa todetessaan, että biopolton tuhkat ovat teknisesti ja ympäristöllisesti osittain jopa parempia kuin kivihiilenpolton tuhkat. Suomessa noin puolet lentotuhkasta on hiilenpoltossa syntyvää lentotuhkaa ja puolet puun-, turpeen- tai seospolton lentotuhkia. Tutkimuksilla on voitu osoittaa, että tuhkillla voidaan kor-

vata perinteisiä sideaineita niin kerrostabiloinneissa kuin pilari- ja massastabiloinneissakin.

### Sipoo, Knuters-Östersundom

Tuhkat hyötykäyttöön- projektin yhtenä osana toteutettiin koerakentaminen Knuters-Östersundomin yksityistien perusparannustyömaalla Sipoossa. Koerakenteet rakennettiin syksyllä 1997. Kohteeseen rakennettiin kolmella eri tuhkatyypillä yhteensä kuusi erilaista koerakennetta ja vertailurakenne, jossa käytettiin kalliomursketta. Eri tuhkatyypien lisäksi kokeiltiin eri rakennekerrospaksuuksia. Kaikki tuhkut olivat peräisin kivihiilenpoltosta. Rakenteet 2A ja 2B sisälsivät lentotuhkan (75%) ja rikinpoistolopputuotteen (25%) seosta. Rakenteet 3A ja 3B sisälsivät lentotuhkaa sellaisenaan ja rakenteet 4A ja 4B sementtistabiloitua kasavarastoitua lentotuhkaa. Koerakenteiden suunniteltu pituusleikkaus ja rakennepaksuudet on esitetty kuvassa 77. Toteutunut stabiloitu lentotuhkaosuus on lyhyempi kuin kuvassa, mutta muuten kuva vastaa toteutunutta rakennetta. Kohteen pohjaolosuhteet vaihtelevat kallioleikkauksesta enimmillään yli 5 metrin syvyyseen savikkoon. Maasto on sivukaltevaa ja savikon pintaosassa on siltti- ja hiekkalinssejä. Pohjaveden pinta on noin puolen metrin syvyydessä maanpinnasta. Paalulla 2450 pohjavesi on yleensä paineellista, painetason ollessa yli puoli metriä maanpinnan yläpuolella. (Hautalahti et al. 2003)



Kuva 77. Sipoo, Knuters-Östersundom. Koerakenteiden suunniteltu pituusleikkaus ja rakennepaksuudet (Hautalahti et al. 2003)

Hautalahti et al. (2003) raportoi kohteessa 1997–2002 tehtyjen seurantamittausten tuloksista. Koerakenteiden teknistä toimivuutta on seurattu painumaletkuilla, routanousumittareilla, kosteusantureilla, lämpötila-antureilla sekä levykuormitus- ja pudotuspainokokeilla. Ympäristövaikutuksia on seurattu lysimetrialtaista ja pohjavesiputkista saatuja näyttöjä analysoimalla. Rakenteisiin on tehty vuosina 1998, 1999 ja 2001 koekuoppia materiaalin lujuuden selvittämiseksi. Keväällä 2001 koerakenteissa, joissa tuhkan yläpuolella oli vain bitumiemulsio ja sorapinta, havaittiin liikennöintiä häiritsevää pehmenemistä. Pahiten tienpinnan pehmenemisestä kärsi koerakenne 2A, jossa kuorma-auton renkaat upposivat rakenteeseen. Syyksi pehmenemiselle arveltiin rakenteen korkeaa vesipitoisuutta, joka johtui tien vierustalla kulkevien

ojien tukkeutumisesta. Hienojakoisessa materiaalissa vesi sitoutuu partikkeleiden pinnoille ja erityisesti niiden kosketuspintojen muodostamiin väleihin. Veden muodostamat sidokset ovat tärkeitä partikkeleita yhdessä pitäviä voimia kitkan ohella. Vesipitoisuuden noustessa huokokset täyttyvät, jolloin huokosvedenpaine kuormituksen alaisena olevassa materiaalissa kasvaa ja partikkeleiden välinen kitka pienenee. Tehokkaiden jännitysten pienetessä materiaali menettää huomattavan osan kitkavoimastaan veden toimiessa partikkelien välissä ”voiteluaineena”. Tällöin vedellä kylästynyt rakenne häiriintyy helposti värinöistä ja kuormituksesta menettäen osan leikkauslujuudestaan ja kantavuudestaan. Koerakenteiden vesi on pääosin peräisin lumen sulamisesta ja vesisateista. Lisäksi rakenteiden vesipitoisuutta saattaa lisätä veden kulkeutuminen pintavaluntana tien viereiseltä rinteeltä. Tällöin sulamisvedet eivät pääse pois tierakenteesta, mikä nostaa rakenteen vesipitoisuutta. Korkeaksi noussut vesipitoisuus ja liikenne aiheuttivat ylimmän tuhkerakkeen häiriintymisen ja kantavuuden heikkenemisen. Ongelma korjattiin kaivamalla ojat auki ja tuomalla uutta soraa tien pinnalle. Koerakenteiden 3A ja 3B pinta oli myös hyvin vetinen. Muilta osin rakenteet ovat toimineet hyvin ja rakenteiden kantavuus on kasvanut. Routanousut ja roudan aiheuttamat vauriot ovat olleet vähäisiä. Suurimmat routanousut mitattiin rakenteista, joissa on käytetty lentotuhkan ja rikinpoistolopputuotteen seosta sekä pelkkää lentotuhkaa. Vertailurakenteen ja stabiloidun lentotuhkan routanousut olivat koko tarkastelujaksolla hyvin pieniä. Lysimetrialtaista otetuista näytteistä on mitattu useita ohje-arvojen ylityksiä. Suurin ylitys on ollut kloridilla. Pitoisuudet ovat kuitenkin selvästi alentuneet ajan myötä. Lentotuhkan ja rikinpoistolopputuotteen seoksesta rakennetun rakenteen läpi ei ole havaittu suotautuneen vettä 1. vuoden jälkeen lainkaan.

UUMA-inventaarin yhteydessä (Ramboll 2008a) tehdyissä rakennetutkimuksissa (2006–2008) havaittiin, että lentotuhkaa ja rikinpoistonlopputuotetta sisältäneet koerakenteet olivat säilyttäneet lujuutensa parhaiten ja lujuus oli jopa kasvanut. Rakenteet olivat myös ehyempiä kuin stabiloimaton ja stabiloitu lentotuhkarakenne. Lentotuhka- ja stabiloitu lentotuhkarakenne olivat menettäneet rakennelujuutensa lähes täysin ja ehjiä koekappaleita ei saatu lainkaan. Rakenteet olivat kuitenkin toimineet hyvin. Vuonna 2002 havaitut ongelmat stabiloimattomien lentotuhka- ja lentotuhka/rikinpoistotuote-rakenteissa vahvistavat käsityksen, ettei jäätymis-sulamiskestävyys ole ollut riittävä kantavan kerroksen yläosassa ilman sideainetta. Laboratoriossa tehdyissä ennakkokokeissa pienikin sideainelisyys paransi oleellisesti jäätymis-sulamiskestävyyttä. Vaikka stabiloidun lentotuhkan puristuslujuus onkin selvästi lentotuhkan ja rikinpoistotuotteen seosta pienempi, sen jäätymis-sulamiskestävyys on kuitenkin parempi. (Ramboll 2008a)

## Koria

Korian tuhkarakenteet on toteutettu kahdessa vaiheessa. Vuonna 1998 kohteeseen rakennettiin seospolton lentotuhkilla neljä erilaista massiivista tuhkarakennetta. Tuhkarakenne 1 sisälsi kalkilla (6%) stabiloidun lentotuhkerakkeen. Tuhkarakenteessa 2 oli lentotuhkerakkesta stabiloitu yleissementillä (3%). Rakenteessa 3 oli lentotuhkaa ilman sideainetta ja rakenteessa 4 yleissementillä (6%) stabiloitua kasavarastoitua arinatuhkaa. Kaikissa rakenteissa stabiloidun kerroksen päälle levitettiin 100 mm paksuinen murskekerros. Lisäksi vuonna 2001 kohteeseen rakennettiin kivihiilenpolton lentotuhkasta ja rikinpoistotuotteesta (85:15) massiivirakenne stabiloituna (5%) kalkilla ja sementillä (1:1) kahdella eri kulutuskerroksen murskepaksuudella (100/150 mm). Kohteeseen on rakennettu myös vertailurakenteita. Koerakenne-

osuudet (Kuva 78) sijaitsevat Metsäkulmantiellä, joka on sorapäällysteinen, noin 7 m levyinen yhdystie. Pohjamaa on savista silttiä ja pehmeä kerros on yli 10 m syvyinen.

Tuhkarakenne 2001/1	Tuhkarakenne 2001/2	Tuhkarakenne 1 (1998)	Tuhkarakenne 2 (1998)	Tuhkarakenne 3 (1998)	Tuhkarakenne 4 (1998)
Murske 150 mm	Murske 100 mm	Murske 100 mm	Murske 100 mm	Murske 100 mm	Murske 100 mm
Lentotuhka + rikinpoistotuote, 85:15 CaO + YSe, 1:1 (5 %)	LT+RPT, 85:15, CaO+YSe, 1:1 (5%)	LT+ FT2 (6%)	LT+ YSe (3%)	LT	Kasavarastoitu arinatuhka + YSe (6%)

LT= lentotuhka, RPT= rikinpoistotuote, CaO= kalkki, YSe= yleisgementti, FT2= Nordkalk Oyn sideaine

*Kuva 78. Koria, Metsäkulmantie. Koerakenneosuuksien periaatekuvat. Perustuu lähteeseen (Ramboll 2008c)*

Vanhan päällysrakenne oli 0,5...0,7 m paksuinen ja rakenteessa oli käytetty soraa ja hiekkaa. Vanhan tien ongelma on ollut heikko kevätkantavuus sekä huonot reunakantavuudet ja tien leviäminen ojiin päin. Päällysrakenne oli myös sekoittunut vähitellen pohjamaahan. Vanhan tierakenteen pinta tasoitettiin tiehöylällä ennen tuhkarakenteen rakentamista ja pintakerros aurattiin tien reunoille tukipenkereiksi. Vuonna 1998 lentotuhkan, sideaineen ja veden sekoitus tehtiin asemasekoittimella ja kuljetettiin käyttövalmiina kuorma-autolla kohteeseen. Vuonna 2001 tuhaseos valmistettiin sekoitusasemalla ja kuljetettiin käyttövalmiina kohteeseen. Tuhaseos levitettiin tiehöylällä tukipenkereiden väliin ja tiivistettiin. Kaikissa rakenteissa lentotuhkakerros oli noin 200 mm paksuinen. (Ramboll 2008c; Tarkkio 2014)

Vuonna 1999 kohteessa tehtiin koekuoppa ja kantavuustutkimuksia, joissa havaittiin, että tuhkarakenteet olivat tien keskiosassa kovempia kuin tien reunoilla. Kovin rakenne oli yleisgementillä (3%) stabiloitu lentotuhkakerros. Tuhkarakenne 1 tuli toisena. Pehmein oli kasavarastoitua arinatuhkaa sisältänyt rakenne. Vuonna 2002 kaikki vanhemmat tierakenteet näyttivät edelleen hyväkuntoisilta. Arinatuhkarakenteen kohdalla tien pinnassa oli kuitenkin havaittavissa kuoppia. Tuhkarakenne oli myös kaivettaessa pehmeää eikä rakenteessa ollut kolmen muun rakenteen tapaan vaakasuuntaisia hiushalkeamia vaan tuhka irtosi 70...90 mm paksuisina laattoina, jotka jauhaantuivat helposti. (Ramboll 2008c)

Vuonna 2002 tie uudempien tuhkarakenteiden kohdalla oli pääosin hyväkuntoinen. Sivuojen kuivatuksessa havaittiin kuitenkin ongelmia. Paksumman murskekerroksen kohdalla koekappaleita saatiin irrotettua poraamalla, mutta tien keskiosasta tuhka-kerros irtosi vaakasuuntaisten hiushalkeamien vuoksi enintään 60 mm korkuisina kappaleina. Reunaosasta saatiin korkeampia kappaleita, mutta myös niissä oli halkeamia. reunoilla murskekerros oli kuitenkin ohuempi, vain 50 mm. Ohuemman murskekerroksen kohdalla tuhkarakenne vaikutti porattaessa kiinteältä, mutta keskiosassa ilmeni kuitenkin vaakasuuntaisia halkeamia 20...80 mm välein ja reunalla jopa tiheämmin, 10...40 mm välein. Kulutuskerroksen mursketta oli keskiosassa ainoastaan 30 mm. Vuonna 2003 tehdyn kuntokartoituksen perusteella oli havaittavissa ainoastaan yksi reunahalkeama. Se sijaitsi kohdassa, jossa tuhka-kerros oli näkyvissä. Tuhkakerros oli näkyvissä myös toisessa kohdassa tietä. (Ramboll 2008c)

UUMA-inventaarin (Ramboll 2008c) yhteydessä 2006–2008 tehdyissä seurantatutkimuksissa kaikki osuudet olivat hyväkuntoisia. Havaittiin, että uudemmat rakenteet olivat vauriottomia ja pintaosiltaan kiinteitä. Kohteesta ei kuitenkaan saatu koekappaleita kuin yhdestä kohtaa, jossa rakenteen alaosa oli kiinteämpi, ja lähes liian luja porattavaksi. Tuhkarakenteesta 1 ei saatu koekappaleita edes kaivamalla ja rakenne oli selvästi rikkonaista. Tuhkarakenteesta 2 saatiin kaivamalla pienet koekappaleet. Rakenne vaikutti myös keskeltä kovemmalta kuin reunoissa, mutta pintaosa mureni 10 mm siivuiksi. Lentotuhkaa ilman sideainetta sisältänyt rakenne mureni porattaessa täysin reunalta noin 70 mm ja keskeltä 30 mm syvyyteen saakka. Koekappaleet saatiin kuitenkin kaivamalla. Tuhkarakenteesta 4 saatiin koekappaleet poraamalla. Alaosa oli ehjää ja melko lujaa. Pintaan oli sekoittunut hieman mursketta. Kantavuusmittausten perusteella kaikkien rakenteiden kantavuus on kasvanut lähtötilanteeseen nähden huomattavasti.

Tarkkio (2014) raportoi kesällä 2013 tehdyistä seurantatutkimuksista. Tielle tehtiin kantavuusmittauksia, kuntokartoitus sekä rakennetutkimus. Tie oli hyväkuntoinen. Puutteita oli ainoastaan muutamassa kohdassa kuivatuksessa ja tien reunakaltevuuksissa. Tuhkarakenteista porattiin näytekappaleet, mutta kokonaisia ehjiä näytekappaleita ei saatu mistään tutkimuspisteestä. Tuhkarakenteissa oli havaittavissa poikkihalkeilua ja porattaessa näytekappaleet irtoilivat noin 20 mm paksuisina kiekkoina tai karkeaa mursketta muistuttavana materiaalina. Kantavuusmittaustulosten perusteella tien keskilinjan kantavuudet ovat selkeästi kasvaneet. Poikkeuksena 2001 rakennettu tuhkarakenne, jonka alueella kantavuus on pienentynyt noin 10 % kymmenessä vuodessa. Rakenteen kantavuus on kuitenkin edelleen suurin. Reunakantavuudet ovat kaikissa rakenteissa keskimäärin yhtä suuria, mutta hieman pienempiä kuin keskilinjalla. Kaikki rakenteet ylittävät tavoitekantavuuden selvästi.

### **Leppävirta**

Koekohde sijaitsee noin 7 metrin levyisellä soratiellä. Pohjamaa on kivistä siltti-moreenia. Ongelmana tiellä on ollut kantavuuden puute ja routiminen sekä tien urautuminen. Tiessä on myös runsaasti maakiviä. Koerakenteet rakennettiin alkusyksystä 2002. Vanhan rakenteen kerrosstabilointi tehtiin kahdelle osuudelle käyttäen sideaineena (9 %) Varkauden Stora Enso Oyj:n kuorikattilan lentotuhkan ja sementin seosta (2:1). Lisäksi rakennettiin rakenne, joka sisälsi 200 mm paksuisen lentotuhkarakennekerroksen, jossa sideaineena käytettiin sementtiä (3 %). Kaikkien rakenteiden päälle levitettiin 100 mm paksuinen murskekerros (Kuva 79). Tuhkaseokset sekoitettiin asemasekoittimella varastoalueella. Varastoitu kuiva lentotuhka pyrittiin kostuttamaan mahdollisimman myöhäisessä vaiheessa, jotta lentotuhkan ominaisuudet eivät heikkenisi. Stabilointityö tehtiin asfalttilevittimen, vesiauton ja stabilointijyrsimen koneketjulla. Tuhka-sementtiseos levitettiin vanhan, haratun ja jyrityn tierakenteen päälle. Seos sekoitettiin vanhaan rakenteeseen ja tiivistettiin. Massiivinen tuhkarakenne levitettiin ja tiivistettiin. (Tarkkio 2014)

	PL 760	PL 1040	PL 1900	PL 2300
100 mm	Murske	Murske	Murske	
200 mm	Stabilointijyrsintä LT+YSe 2:1 (9%)	stabiloitu sivutuotekerros LT+YSe 3%	Stabilointijyrsintä LT+YSe 2:1 (9%)	
	Vanhan rakenteen kerrosstabilointi	Tuhkarakenne	Vanhan rakenteen kerrosstabilointi	

Kuva 79. Leppävirta, koerakenteiden rakennekerrokset, perustuu lähteeseen (Tarkkio 2014)

Tarkkio (2014) havaitsi, että Leppävirran seospolton lentotuhkan ja yleisementin seoksella kerrosstabiloidun kantavan kerroksen keskimääräinen kantavuus on parantunut lähtötilanteesta eniten, mutta samasta tuhkaista tehdyn stabiloidun massiivilentotuhkakerroksen keskimääräinen kantavuus on palautunut alkutilanteeseen. Massiivilentotuhkarakenteen kantavuuksissa oli suurta pisteiden välistä vaihtelua. Koe-kohteessa ei kuitenkaan ollut varsinaista kantavuusongelmaa, sillä kantavuustavoitteet on saavutettu ja rakenteesta pystyttiin poraamaan näytekappaleetkin. Reunakantavuuksissa oli enemmän vaihtelua kuin keskilinjän kantavuusmittauksissa. Mittausten mukaan yksittäisessä pisteessä massiivituhkarakenteen alueella kantavuus oli heikentynyt yli 400 MPa. Tien kuntokartoituksessa havaittiin, että tuhkarakenne oli näkyvissä kyseisellä alueella ja se oli voimakkaasti verkkohalkeillut, joten vesi pääsee tunkeutumaan rakenteeseen. Kulutuskerros oli myös hyvin kuiva ja löyhä. Tarkkio (2014) arvelee pinnan kuivuuden johtuvan massiivituhkarakenteesta, joka saattaa vähentää veden kapillaarista nousua pohjamaasta tienpintaan. Pintakerroksen materiaalin tulisikin olla vettä sitovaa. Yleiskunnoltaan tie oli hyväkuntoinen. Yleisin ongelma oli puutteellinen sivukaltevuus, reunapalteen muodostuminen ja lievä urautuminen. Rakennetutkimukset tehtiin viidestä pisteestä, joista yhdestä kerrosstabilointialueen pisteestä ei onnistuttu saamaan ehjää puristuskoekappaletta ja rakenne oli selvästi rapautunut. Kaikkien tutkittujen näytteiden puristuslujuudet olivat tavoitteiden mukaiset. Osassa näytteissä oli kuitenkin havaittavissa rapautumista ja halkeilua.

### Yhteenveto

Lentotuhkaa on käytetty kerrosstabiloinneissa sideaineena sellaisenaan tai yhdessä sementin kanssa. Lentotuhkaa on käytetty myös massiivirakenteena sellaisenaan, yhdessä rikinpoistotuotteen kanssa tai stabiloituna. Kaikki valitut kohteet sijaitsivat Suomessa tai Ruotsissa. Yhdysvalloissa teistä yli 50 prosenttia on sorateita, mutta sorateiden kunnostuskohteissa tie tyypillisesti päällystettiin kunnostamisen yhteydessä asfaltilla.

Ruotsissa tehdyissä tutkimuksissa havaittiin, että lentotuhkarakenteen jäätymsulamiskestävyys paranee huomattavasti jo 3 % lisäsideainelisäyksellä. Havaittiin myös, että paras stabilointituloks saavutettaisiin 30 % lentotuhkapitoisuudella. Halstavikissa vuoden ikäisestä rakenteesta mitattujen lentotuhkasta liuenneiden aineiden, natriumin ja sulfiittien, pitoisuudet olivat vertailurakennetta suurempia. Neljän vuoden seurannan jälkeen pH ja sähkönjohtavuus sekä liuenneiden aineiden pitoisuudet olivat laskeneet. Viiden vuoden kuluttua rakenne oli edelleen hyvässä kunnossa eikä rakenteessa näkynyt vaurioita, vertailurakenteen ollessa reikäinen ja huonokuntoinen.

Sipoossa rakennettiin massiivisia lentotuhkarakenteita. Kohteessa on rakennettu lentotuhkaa ja rikinpoistolopputuotetta sisältäviä rakenteita, pelkkää lentotuhkaa sisältäneitä rakenteita ja stabiloituja lentotuhkarakenteita sekä vertailurakenteita. Keväällä 2001 osa rakenteista kärsi pinnan pehmenemisestä. Syyksi paljastuivat tukkeutuneet ojat, jotka aiheuttivat vesipitoisuuden nousun rakenteessa. Vesipitoisuuden noustessa huokokset täyttyvät, jolloin huokosvedenpaine kuormituksen alaisessa rakenteessa kasvaa ja partikkeleiden välinen kitka pienenee. Materiaali menettää huomattavan osan kitkavoimastaan veden toimiessa partikkelien välissä ”voiteluaineenä”. Tällöin vedellä kyllästynyt rakenne häiriintyy helposti tärinöistä ja kuormitukselta menettäen osan leikkauslujuudestaan ja kantavuudestaan. Korkeaksi noussut vesipitoisuus ja liikenne aiheuttivat ylimmän tuhkerakkeen häiriintymisen ja kantavuuden heikkenemisen. Muilta osin rakenne on toiminut hyvin ja kantavuudet ovat kasvaneet. Routanousut ovat olleet pienimpiä stabiloidussa lentotuhkarakenteessa. Laboratoriotutkimuksissa on havaittu, että pienikin sideainelisyys parantaa jäätymissulamiskestävyyttä huomattavasti. Lentotuhkaa ja rikinpoistolopputuotetta sisältäneet koerakenteet ovat säilyttäneet lujuutensa parhaiten ja lujuus on jopa kasvanut. Rakenteet ovat myös ehyempiä kuin stabiloimaton ja stabiloitu lentotuhkarakenne. Vaikka stabiloidun lentotuhkan puristuslujuus onkin selvästi lentotuhkan ja rikinpoistotuotteen seosta pienempi, sen jäätymissulamiskestävyys on kuitenkin parempi.

Lentotuhkarakenteiden alempiluokkaisten teiden päällysteen valinnassa ja ylläpidossa tulee huomioida tuhkerakkeen pintakerrosta kuivattava vaikutus. Sorapintauksen tulee olla kosteutta sitova, jotta se pysyy paremmin tiessä eikä pölyä. Teiden kunnossapitäjän tulee olla tietoinen tuhkarakenteesta ja kohteen vaatimasta ylläpidosta.

### 5.3.2 Rengasrakenteet sorapäällysteisillä teillä

Rengasmateriaaleja eli rengasrouheita ja -paaleja on käytetty Pohjois-Amerikassa jonkin verran myös sorateillä. Tutkimukset painottuvat rengasrouheen käyttöön lämmöneristeenä. Rengasrouheella on tarkoitus estää tai vähentää pohjamaan routimista. Rengasrouhetta- ja paaleja on tyypillisesti käytetty heikoilla pohjamailla, joissa hyödytään rengasmateriaalien keveydestä. Rengasrouhekerroksen päällä sorapäällysteisillä teilläkin kiviainesta tulisi olla 300...600 mm riittävän jäykän alustan takaimiseksi päällysrakenteelle (Humphrey 2008).

Suomesta tai muista Pohjoismaista ei löydetty kohteita vertailua varten.

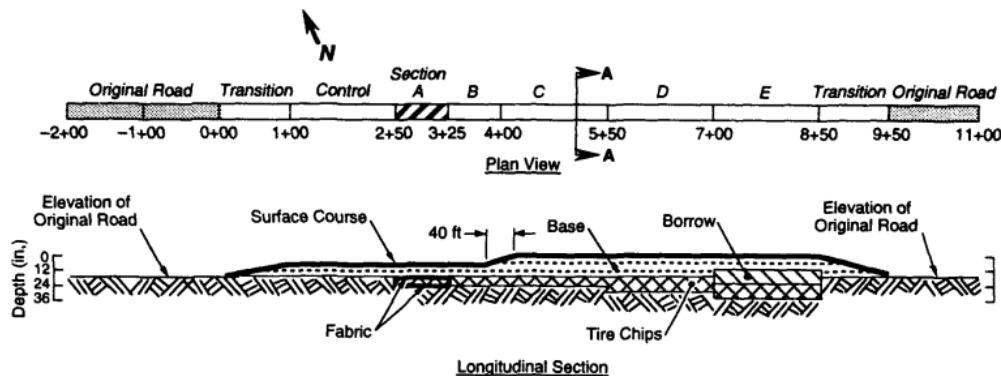
#### Pohjois-Amerikka

##### Dingley Road, Richmond, Maine

Eaton et al. (1994) tutki rengasrouheen käyttöä lämmöneristeenä soratiellä. Rengasrouheella oli tarkoitus estää pohjamaan jäätyminen, jolloin se ei myöskään pehmenisi sulamisen myötä. Noin 230 metrin pituinen tieosuus koostui viidestä erilaisesta rengasrouherakenteesta. Rengasrouhe- ja sorakerrosten paksuudet vaihtelevat rakenteittain. Lisäksi rakennettiin vertailurakenne, jossa ei käytetty lainkaan rengasrouhetta. Liikenne tiellä oli pääosin kevyttä henkilöautoliikennettä, mutta jonkin verran oli myös raskasta liikennettä. Keväisin tie oli kärsinyt pahasta urautumisesta sulamiskauden aikana. Kesäisin ja syksyisin kuivatus ei tuottanut ongelmia, mutta keväisin sulaminen ja huono kuivatus, johtuen osin tasaisista pinnanmuodoista alueella, johtivat veden lammikoitumiseen. Pohjamaa oli silttistä savea tai savista silttiä 3–6 metrin syvyydeltä ja erittäin routivaa. Pohjavesi oli noin 2–3 metrin syvyydessä, mutta keväisin veden pinta nousi jopa lähelle tien pinnan tasoa. Tien pituusleikkauksesta (Kuva

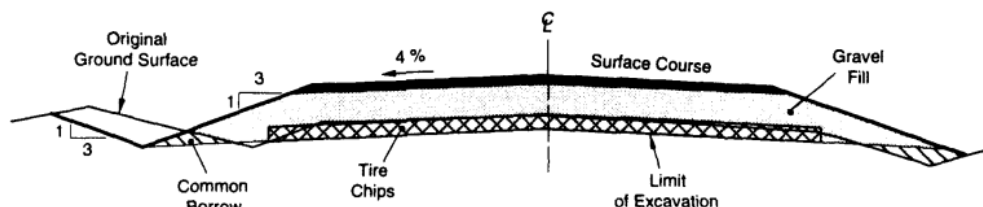


80) näkee eri osuukien sijoittumisen koetiele. Ennen rengasrouheen levittämistä vanhaa tierakennetta kaivettiin 150-370 mm paksuudelta pois riippuen suunnitelluista rakennepaksuuksista, mikä tarkoitti useimmissa tapauksissa koko vanhan päällysrakenteen poistamista. Vanha päällysrakenne oli hiekkaista soraa tai soraista hiekkaa. Käytetty rengasrouhe oli palakooltaan alle 50 mm kokoista. Tien kulutuskerros oli koko koetien osuudelta 100 mm paksuinen ja koostui hiekan ja soran sekoituksesta. Kantavan kerroksen materiaali oli raekooltaan hieman suurempaa kuin pintakerroksen kiviaines.



Kuva 80. Dingley Road, pituusleikkaus koetiestä. (Eaton et al. 1994)

Tyypillinen poikkileikkaus (Kuva 81) on pituusleikkauksen kohdasta A-A. Osuudet A ja B olivat noin 20 metrin pituisia. Molemmissa rakenteissa oli 150 mm rengasrouhetta, 200 mm kiviainesta ja 100 mm paksuinen kulutuskerros. Rakenteessa A oli käytetty myös suodatinkangasta (Amoco 2000-2) rengasrouheen ympärillä sekoittumisen ehkäisemiseksi. Osuus C (Kuva 81) oli 45 metrin pituinen ja rakenne sisältää 150 mm rengasrouhetta, 350 mm kiviainesta ja 100 mm pintakerroksen. Osuus D oli 45 metrin pituinen ja rakenne sisälsi 300 mm rengasrouhetta, 350 mm kiviainesta ja 100 mm paksuisen pintakerroksen. Osuus E oli 45 metrin pituinen ja rakenne sisälsi 300 mm rengasrouhetta, 300 mm vanhaa tiemateriaalia, 200 mm kiviainesta ja 100 mm paksuisen kulutuskerroksen. Vertailurakenne sisälsi 200 mm paksuisen kerroksen kiviainesta suoraan vanhan tierakenteen päälle sekä 100 mm paksuisen kulutuskerroksen. Koerakenteet avattiin liikenteelle syksyllä 1992.



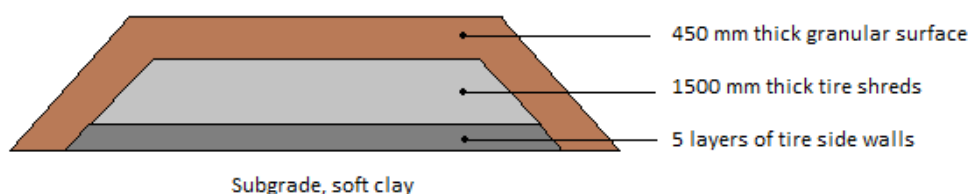
Kuva 81 Dingley Road, tyypillinen poikkileikkaus, A-A. Koerakenteen C kohdalta. (Eaton et al. 1994)

Osuudet instrumentoitiin. Lämpötila-anturit asennettiin kahteen kohtaan kuhunkin viidestä rengasrouherakenteesta, vertailurakenteeseen ja alkuperäiselle tielle sekä sähkövastusta mittaavat anturit seuraamaan roudan etenemistä kaikkiin rakenteisiin. Kuusi pohjavedentarkkailukaivoa asennettiin pohjaveden laadun ja syvyyden tarkkailua varten ja kaksi routimatonta referenssipistettä asennettiin routanousun arvioimista varten. Tien kantavuutta seurattiin HWD-laitteella (Dynatest Heavyweight Deflectometer) 2–4 pisteestä kullakin osuudella. Tien kuntoa tarkkailtiin silmämääräisesti.

Eaton et al. (1994) raportoi ensimmäisen vuoden tulokset. Osuuksilla A ja B oli havaittavissa pientä painumaa ja halkeilua ajourissa ensimmäisinä kuukausina, muutoin rakenteet ovat toimineet hyvin. Kaikki rengasrouherakenteet selvisivät hyvässä kunnossa myös sulamiskauden, toisin kuin alkuperäinen rakenne, joka oli lähes ajokelvoton keväällä. Roudan syvyys oli rengasrouherakenteissa (0,9–1,1 m) huomattavasti pienempi kuin vertailu- ja alkuperäisrakenteella (1,3 m ja 1,5 m). Talven aikana osuuksilla B ja D oli muodostunut vain muutamia reikiä, muut rengasrouherakenteet säilyivät vaurioitumattomina. Kantavuusmittauksissa rengasrouherakenteilla mitattiin huomattavasti suurempia taipumia kuin pelkkää kiviainesta sisältävillä rakenteilla. Suuret taipumat eivät ole ongelma sorateillä, mutta päällystetyillä teillä saattavat aiheuttaa päällysteen vaurioitumista. Seurannan oli tarkoitus kestää 5 vuotta, mutta tämän diplomityön tiimoilta ei onnistuttu löytämään uudempia tutkimustuloksia.

### Manitoba, Kanada

Shalaby & Khan (2005; 2002) tutkivat partikkelikooltaan suuren, 300 mm, rengasrouheen lämpö- ja mekaanista käyttäytymistä sekä vaikutusta pohjaveden laatuun. Lisäksi kehitettiin kerroksellinen elastis-isotrooppinen riippuvuusmalli perustuen kolmen eri partikkelikoon (<300 mm, <150 mm ja <50 mm) rengasrouheille tehtyihin puristuskokeisiin. Tie oli uusi 300 metrin mittainen yksityinen sisääntulotie maan aineksenottoa paikalle Manitobassa, Kanadassa. Pohjamaa rakennuspaikalla on hyvin pehmeää savea ja pohjaveden pinta on lähellä maan pintaa. Tiepenger rakennettiin kesällä 1999. Ensimmäin aseteltiin viisi kerrosta renkaan sivuja pohjamaalle alustaksi. Rengasrouhe levitettiin 1500 mm paksuiseksi kerrokseksi ja tiivistettiin kerroksittain. Pääle levitettiin 450 mm paksuinen sorakerros (Kuva 82).



Kuva 82. Manitoba, Kanada. Rengasrouhepenkereen poikkileikkaus, perustuu lähteeseen (Khan & Shalaby 2002)

Rakenteeseen asennettujen lämpöantureiden seurantatulosten, syksystä kevääseen, perusteella havaittiin, että roudansyvyys oli rengasrouhepenkereessä suurempi kuin savisessa maassa tien vierellä. Shalaby & Khan (2002) arvelivat sen johtuneen rengasrouheen pienemmästä vesipitoisuudesta ja suuremmasta tyhjätilasta sekä paksuudesta lumipeitteestä tierakenteen ulkopuolella. Rengasrouheen lämmönjohtavuus on vain viidenneksen saven lämmönjohtavuudesta. Painumalevyjen avulla tutkitut rengasrouhepenkereen pinnan taipumat olivat 15–25 mm 21 000 Kg paripyörätelin kuormituksessa. Keskimäärin palautuvaa muodonmuutosta oli 11 mm ja palautuma-

tonta 7 mm kahden kuormituskerran jälkeen. Koerakenteesta mitattuja muodonmuutoksia verrattiin mallilla saatuihin tuloksiin. Lineaarinen analyysi antaa 40 % pienemmän arvion rengasrouhepenkerein muodonmuutoksista verrattuna epälineaariin malliin. Khan & Shalaby (2002) toteavatkin että, partikkelikooltaan suuren rengasrouhepenkerein suunnittelussa voidaan käyttää epälineaarista mallia. Ympäristövaikutuksia arvioitaessa havaittiin, että alumiinin, raudan ja mangaanin pitoisuudet ovat suurempia kuin vaatimuksissa sallitaan. Shalaby & Khanin (2005) mukaan tämä ei kuitenkaan ole huolestuttavaa, sillä aineet ovat toissijaisia juomaveden laatua määrittäviä parametreja.

### **New York ja Colorado**

Zornberg et al. (2005) kuvasivat tutkimuksessaan muutamia Yhdysvalloissa rakennettuja tiekohteita, joissa oli käytetty rengaspaaleja. Condin Road, Chautauqua Countyssa oli alun perin rakennettu märälle saviselle pohjamaalle jo 1800-luvun lopussa. Siitä saakka soratie oli kärsinyt vakavista ongelmista jäätymis-sulamispehmenemisen seurauksena. Vuonna 1999 noin 300 metrin matkalta tien alusrakenne korvattiin rengaspaaleilla. Tiililadonnan tapaan aseteltu rengaspaalipenger (6x200 paalia) ympäröitiin kuitukankaalla. Paalien välit täytettiin karkealla hiekalla ja tiivistettiin täryjyrällä. Kankaan päälle levitettiin kolme 50 mm kerrosta soraa. Kerrokset tiivistettiin täryjyrällä. Ensimmäisen talven jälkeen ei rakenteessa ollut havaittavissa minkäänlaisia vaurioita, kun vanhalla tiellä oli useissa kohdissa havaittavissa merkittäviä vaurioita. Se, että rengaspaalien kantavuus oli alkuperäistä alusrakennetta parempi, rakenteen kuivatus oli parempi ja lämmöneristävyys suojasi routavaurioilta, selittää osaltaan rengaspaalirakenteen paremman kunnon.

Kabob Road, Stocktonissa oli alun perin perustettu suolle ja jakava kerros oli heikko. Noin 70 metrin matkalta päällyste halkeili toistuvasti jäätymis-sulamisen seurauksena. Syksyllä 2000 vaurioitunut osuus korvattiin vastaavalla rakenteella kuin oli käytetty Condin Roadilla, sillä lisäyksellä, että rakenteeseen tuli lisäksi kuivatusputki. Rakenne on ratkaissut kuivatusongelman eikä päällyste ole reikiintynyt.

Sedaliassa, Coloradossa rengaspaalipenger rakennettiin rengaspaaleista tiililadonnalla kokoamalla haluttuun korkeuteen, minkä jälkeen paalit tiivistettiin etukuormajalla. Rengasrouhetta levitettiin paalien pinnalle penkerein tasoittamiseksi. Lopuksi päällimmäiseksi levitettiin tasainen kerros kiviainesta, joka tiivistettiin. Rakenne on toiminut muutoin hyvin, mutta joitakin vajoamia on syntynyt paalien saumakohtiin (Kuva 83).



Kuva 83. Sedalia Colorado. Tyypillinen vajoama (sinkhole), (Zornberg et al. 2005, appendix B)

### Yhteenveto

Rengasmateriaalien pieni tilavuuspaino tekee niistä hyviä kevennysmateriaaleja. Rengasrouhetta ja rengaspaaleja onkin käytetty paljon pehmeillä pohjamailla kevennyspenkereissä. Rengasrouheita on käytetty myös lämmöneristekerroksissa rajoittamassa roudan tunkeutumista ja heikon pohjamaan routimista. Lämmöneristävyys näyttäisi vaikuttavan myös eristävän kerroksen sijainti rakenteessa. Lämmöneristävyys on sitä parempi mitä ylempänä rakennetta rengasrouhekerros sijaitsee. Liian nopean jäätyksen ehkäisemiseksi päällä olevan rakenteen tulee kuitenkin olla vähintään 500 mm paksuinen. Rengasrouheen palakoolla näyttäisi olevan myös merkitystä. Dingley Roadilla roudan syvyys oli rengasrouherakenteissa pienempi kuin vertailurakenteessa. Rengasrouhe oli kooltaan pientä, alle 50 mm. Manitobassa käytetty rengasrouhe oli palakooltaan suurta, 300 mm. Siellä roudan syvyys oli suurempi kuin vertailuroudansyvyys tien vierellä. Shalaby & Khan (2002) arvelivat sen johtuneen rengasrouheen pienemmästä vesipitoisuudesta ja suuremmasta tyhjätilasta sekä paksummasta lumipeitteestä tierakenteen ulkopuolella. Yhtenä mahdollisena syynä voi olla myös konvektio, jolloin rouhepartikkelien välisen tyhjätilan vuoksi alempana maakerroksissa oleva lämmin ilma pääsee nousemaan ylemmäs rakenteeseen ja viileä ilma leviämään alaspäin rakenteessa kasvattaen roudan tunkeutumista.

Päällystämättömillä teillä rengasrouherakenteiden suuremmat taipumat eivät ole suuri ongelma. Rengasrouhekerroksen päälle tulevan maakerroksen tulee kuitenkin olla riittävän paksu ehkäisemään urautumista. Tarvittava kerrospaksuus riippuu rengasrouhekerroksen paksuudesta ja liikennemäärästä. Sorapäällysteisillä teilläkin kiviainesta tulisi olla 300...600 mm riittävän jäykän alustan takaamiseksi päällysrakenteelle. Muutamissa kohteissa oli käytetty rengaspaaleja heikolla pohjamaalla, jossa aiemmin oli ollut sulamis-pehmenemisestä aiheutuva heikko kantavuus ja vaurioituminen. Rengaspaalien kantavuus oli kaikissa valituissa kohteissa alkuperäistä alusrakennetta parempi. Rakenteen kuivatus oli myös parempi ja rengaspaalien lämmöneristävyys suojasi routavaurioilta mikä selittää osaltaan rengaspaalirakenteiden paremman kunnon. Sedaliassa rengaspaalien välit ja pinta tasoitettiin rengasrouheelä. Joitakin vajoamia oli syntynyt paalien saumakohtiin.

## 6 Kokemuksia uusiomaarakenteiden mallintamisesta

Seuraavassa on esitelty tämän tutkimuksen yhteydessä kirjallisuudesta löydettyjä uusiomateriaalien mallinnuskohteita. Mallinnetut rakenteet on esitelty tarkemmin luvussa 5.

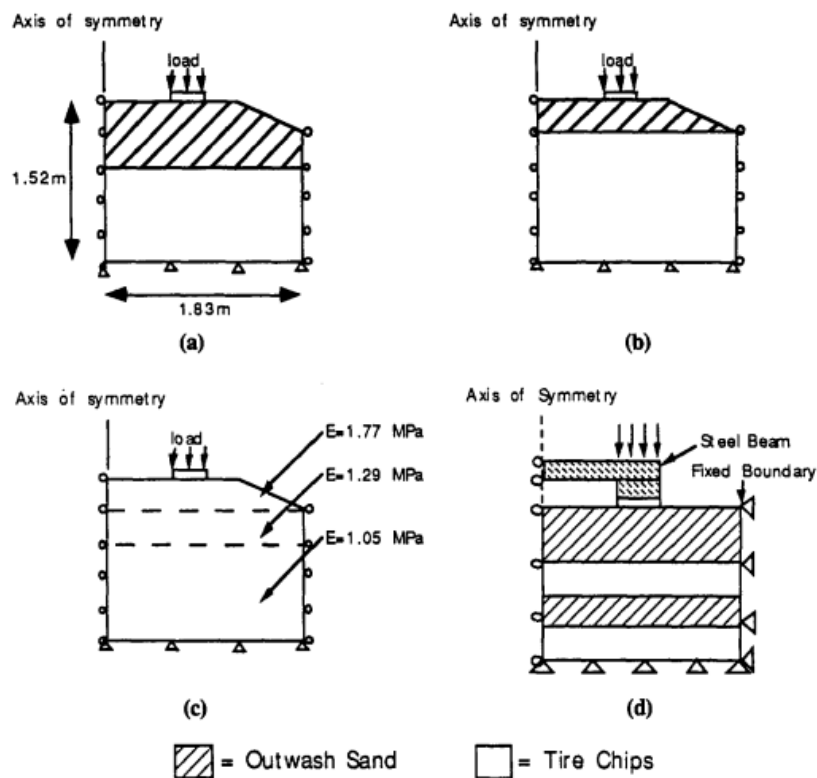
### 6.1 Joustava päällysrakenne

#### 6.1.1 Rengasrakenteet

##### Rengasrouherakenteet

##### Wisconsin, USA

Bosscher et al. (1997) tutkivat rengasrouheen soveltuvuutta valtatiepenkereen rakennusmateriaaliksi. Kohteen tierakenne on esitelty tarkemmin kappaleessa 5.1.4. Tutkimuksen yhteydessä Wisconsinin Madisoniin koekohteen rakenteen numeerinen analyysi tehtiin elementtimenetelmään perustuvalla ANSYS-ohjelmalla. Bosscher et al. (1997) tutkivat joustavaa ja jäykkää rakennetta. Elementtimallintamisen tavoitteina oli arvioida laboratoriotutkimusten perusteella määritettyjen rengasrouheen muodonmuutospaarametrien soveltuvuutta sekä luoda vertailupohjaa käytännön suunnitteluparametreille. Kuvassa 84 on esitetty laboratoriossa rakennetut mallinnetut tierakenteet. Kuvat a–d edustavat taulukossa 14 esiintyviä rakenteita 1–4. Taulukossa 14 on esitetty yhteenveto tuloksista. Taulukkoon on koottu rakenteen numero ja mallinnettu rakenne, laboratoriossa rakennetun mallin painuma maksimikuormituksen alaisena ja FEM-mallinnuksen tuloksena saatu rakenteen painuma sekä rengasrouhekerroksen jäykkyyden mallinnustapa ja mallintamisessa käytetyt mallien rajojen kitkaominaisuudet.



Kuva 84. Mallinnetut rakenteet (Bosscher et al. 1997, s. 301)

Taulukko 14. Yhteenveto FE-laskennan tuloksista (Bosscher et al. 1997, s. 301)

Model number (1)	Geometry (2)	Measured deflection (mm) (3)	Predicted deflection (mm) (4)	Property choice (5)	Boundary characteristics (6)
1	0.6-m sand/0.9-m tire chips	9.65	11.94	Single	With wall friction
2	0.3-m sand/1.2-m tire chips	21.84	22.86	Single	No wall friction
3	1.5-m tire chips	26.67	25.91	Multi	No wall friction
4	layered	4.83	9.65	Single	Fixed

Taulukon 14 tuloksista havaitaan, että FEM yliarvioi hieman rakenteessa tapahtuvaa painumaa. Bosscher et al. (1997) mukaan elastisella elementtimallinnuksella saadut tulokset vastaavat riittävällä tarkkuudella koekohteella sekä laboratoriossa saatuja mittaustuloksia. Näin ollen rakennettujen näytteiden tuloksia voidaan soveltaa rengasrouherakenteita sisältävien tierakenteiden jännitys-muodonmuutoskäyttäytymisen analysointiin.

Tutkimuksen mukaan tutkittuja joustavan ja jäykän rakenteen suunnittelumenetelmiä voidaan käyttää kumirouheelle ja kumirouhe-kiviaines-seoksille, kunhan rakenteen materiaalien tarkoituksenmukaiset moduuliarvot ovat tiedossa (Bosscher et al. 1997, s. 303).

Koekohteella tutkittiin myöhemmin asfalttipäällysteen käyttäytymistä kumirouherakenteen päällä. Koekohteen päällystämisen jälkeen asfalttipäällysteen vaurioitumista ja käyttöikää arvioitiin DAMA-ohjelman avulla. Taulukossa 15 on esitetty laskennassa käytetyt parametrit. Arvot edustavat kumirouheen käyttäytymistä 7 000–22 000 akseliuorman välillä. Taulukossa esiintyvä K1 symboloi pohjamaan tehokasta resilientmoduulia, joka tutkimuksessa määritettiin kaavalla

$$K = \frac{p}{\delta} = \frac{M_r}{0.82B} \quad (15)$$

missä

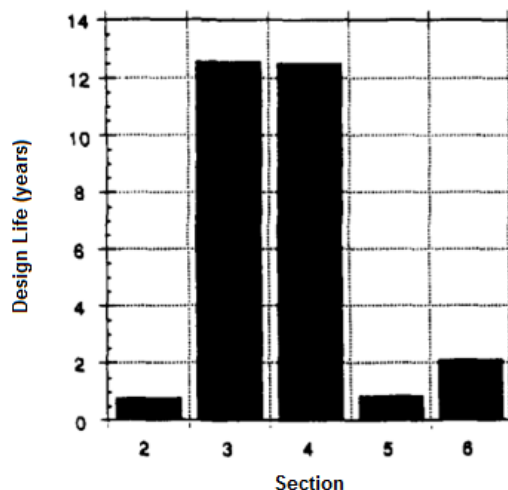
- $p$  = kuorma / voima  
 $\delta$  = taipuma / siirtymä  
 $M_r$  = resilient-moduuli  
 $B$  = penkereen alapinnan leveys

Kuvassa 85 on esitetty kappaleessa 5.1.4 esiteltyn koekohteen rengasrouhetta sisältävien tieosuuksien ennustetut käyttöiät. Käyttöiän määrittämisessä huomioitiin kuu-kausittain kertyneiden bitumilla sidottujen rakennekerrosten väsymishalkeamat sekä pohjamaan muodonmuutoksista aiheutuneet vauriot. (Bosscher et al. 1997, s. 302) Monikerroksellisen rakenteen käyttöikää (rakenne 1) ei pystytty laskemaan DAMA-ohjelmalla, koska rakenne sisälsi liian monta rakennekerrosta.

Taulukko 15. Rakennekerrosten laskentaparametrit (Bosscher et al. 1997, s. 302)

Layer name (1)	Material type (2)	Modulus value (3)	Poisson's ratio (4)
Asphalt	2	Calculated*	0.25
Base course	3	$K_1 = 1,357 \text{ MN/m}^3$	0.25
Outwash sand	4	$M_R = 69,000 \text{ kPa}$	0.25
Tire chips-sand mixture	4	$M_R = 4,140 \text{ kPa}$	0.25
Tire chips	4	$M_R = 480 \text{ kPa}$	0.20
Base	4	$M_R = 69,000 \text{ kPa}$	0.25

\*The program calculates asphalt modulus based on mean monthly air temperature.

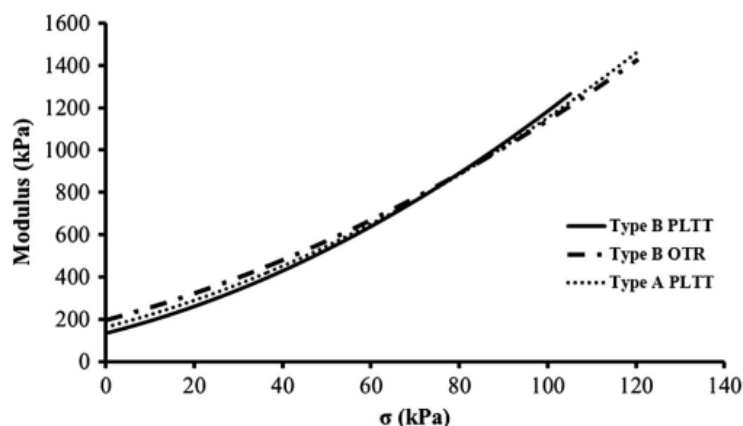


Kuva 85. Päälysteiden laskennalliset käyttöiät eri tieosuuksilla (Muokattu lähteestä Bosscher et al. 1997, s. 303)

Kuvan 85 tuloksista havaitaan, että rakenteiden 3 ja 4 arvioidut käyttöiät ovat selvästi muita rakenteita pidemmät. Päälysteiden laskennalliset käyttöiät ovat kokonaisuudessaan samansuuntaiset kuin koekohteella tehdyt koeosuuksien päälysteiden kuntokartoitusten tulokset (Bosscher et al. 1997, s. 302).

## Alberta, Kanada

Kappaleessa 5.1.4 esitellyn koepenkereen rakentamisen aikana syntyneitä muodonmuutoksia mallinnettiin SIGMA/W-ohjelmistolla. Rengasrouhe käyttäytyy epälineaarisesti kuormituksen alaisena. Materiaalin jännitys-muodonmuutoskäyttäytymistä mallinnettiin lineaari- elastisen moduulin avulla vaihtelemalla moduulin arvoa pystysuuntaisen jännityksen funktiona. Moduulit laskettiin tutkimuksen yhteydessä tehtyjen laboratoriokokeiden tulosten pohjalta. Kuvassa 86 on kuvattu laskelmien perusteella määritetyt moduulikuvaajat pystysuuntaisen jännityksen eri arvoilla.



Kuva 86. Rengasrouheiden moduulikuvaajat (Meles et al. 2015, s. 3)

Moduulien lisäksi elastisen mallin käyttäminen edellytti rengasrouheen Poissonin luvun ja tilavuuspainon määrittämistä. Laskennassa tyypin B henkilöauton renkaista tehdyn rengasrouheen Poissonin lukuna käytettiin 0,28 ja tyypin B maastoajoneuvon 0,25. Vastaavasti tilavuuspainoina käytettiin 7,6 kN/m<sup>3</sup> ja 8,1 kN/m<sup>3</sup>. Tiivistetyn maan aineksen ja rengasrouheseoksen E-moduulina käytettiin 5 MPa ja tilavuuspainona  $\gamma_{comp}$  14 kN/m<sup>3</sup>.

Tierakenteen muiden rakennekerrosten moduulit määritettiin takaisinlaskemalla ne asfaltin pinnalta tehdyistä pudotuspainolaitteen mittaustuloksista. Taulukkoon 16 on koottu mallintamisessa käytetyt tien rakennekerrosten sekä pohjamaan parametrit. Kohteella pohjamaa on moreenia.

Taulukko 16. Tien rakennekerrosten ja pohjamaan parametrit

Rakennekerros	E-moduuli [MPa]	Poissonin luku, $\nu$	Tilavuuspaino, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Kitkakulma, $\phi$ [°]
Asfaltti	1000	0,3	23	
Kumirouheen peitekerros	35	0,35	20	32
Kantava kerros	120	0,3	22	
Pohjamaa	120	0,33	20	



Penkereen mallinnus tehtiin kuudessa osassa koepenkereen rakennekerroksia mukailen ja mallinnustuloksia verrattiin koekohteella saatuihin mittaustuloksiin. Tutkimustulosten perusteella FE-mallinnustulokset ovat kohtalaisen yhdenmukaiset kohteelta mitattujen painuma-arvojen kanssa. Mallintamisessa käytettyjä rengasrouheen materiaaliparametreja voidaan tutkimuksen perusteella käyttää myös muiden rakenteiden, kuten valtateiden penkereen ja tukiseinän takaisen täytön, painumien laskennassa.

Meles et al. (2015) mukaan mallintaminen ja koekohteella saadut mittaustulokset viittaavat siihen, että materiaalin kokoonpuristuvuus on hallitseva mitoitusparametri. Tutkimuksen mukaan henkilöautojen renkaista valmistettu rengasrouhe puristuu kokoon eniten. Vastaavasti maa-aineksen ja rengasrouheen sekoitus painui yhden suuruusluokan vähemmän kuin rakenne, jossa oli käytetty vain rengasrouhetta.

Mallintamalla arvioidut henkilöautojen renkaista valmistetun rouheen painumat olivat suurimmillaan noin 10 % pienemmät ja raskaampien maastoajoneuvojen renkaista valmistetun rouheen painumat suurimmillaan noin 7 % suuremmat kuin kenttämittauksissa saadut painuma-arvot. Vastaavasti maa-aineksen ja rengasrouheen sekoituksen mallintamisessa saadut painuma-arvot olivat suurimmillaan noin 20 % suuremmat kuin kenttämittauksissa saadut painuma-arvot. Tulokset on esitetty tarkemmin teoksessa Meles et al. (2015).

Meles et al. (2015) mukaan yleisenä tapana on, että rakenteissa, joissa rengasrouhetta käytetään täyttömateriaalina, rakennekerros peitetään maa-aineksella rakenteen ominaisuuksien parantamiseksi. Tämä aiheuttaa rakenteeseen painumaa rakennusvaiheessa. Tutkimuksen yhteydessä laadittiin kuvaajat, joiden avulla pystytään arvioimaan erityyppisten rengasrouhekerrosten päälle vaadittavan maa-aineskerroksen paksuutta. Käyttökokemusten perusteella kehitetty laskentamalli soveltuu käytettäväksi rengasrouherakenteiden vaadittavan lisäkerroksen paksuuden arviointiin esisuunnitteluvaiheessa.

## **Rengaspaalirakenteet**

### **Texas, USA**

Freilich & Zornberg (2009) tutkivat rengaspaalien soveltuvuutta savikolle perustetun valtatie ylikulkusillan tierakenteen kevennysmateriaaliksi. Tutkimuksessa verrattiin maa-aineksesta tehdyn ja rengaspaaleilla kevennetyn tierakenteen kustannuksia. Vaihtoehtoisille rakenteille tehtiin FEM-laskenta kustannus-hyötyanalyysin yhteydessä. Laskennalla määritettiin rakenteisiin syntyvät jännitykset ja muodonmuutokset sekä selvitettiin kriittisten murtopintojen sijainnit. Mallintaminen tehtiin Plaxis v.8 -ohjelmalla.

Taulukossa 17 on esitetty rakenteiden materiaalien lineaarielastiset parametrit. FEM-laskennassa mallinnetut rakenteet oli perustettu jäykän savikerroksen päälle. Rengaspaalin elastiset ominaisuudet määritettiin tutkimuksen yhteydessä puristuskokeella.

Taulukko 17. Rakenteiden laskentaparametrit (Freilich & Zornberg 2009, s. 146)  
( $psf \approx 0,04788 \text{ kPa}$ ,  $pcf \approx 0,157141 \text{ kN/m}^3$ )

Material	Material Properties				
	Young's Modulus (psf)	$\nu$	c (psf)	$\phi$ (deg)	$\gamma_{dry}$ (pcf)
Stiff Clay Foundation	60890	0.33	41	24	103
Upper and Lower Granular Soils	62660	0.3	20	30	101
Compacted Clay Slope	41770	0.35	10	24	105
Tire Bale Mass	15000*	0.15			
	16000**	0.08	20	28	61.3
	22000***	0.08			
Concrete Roadway	31458	0.2	50	40	145

\* Unconfined Bale Modulus and Poisson Ratio

\*\* Minimal Confinement Tire Bale Modulus and Poisson's Ratio

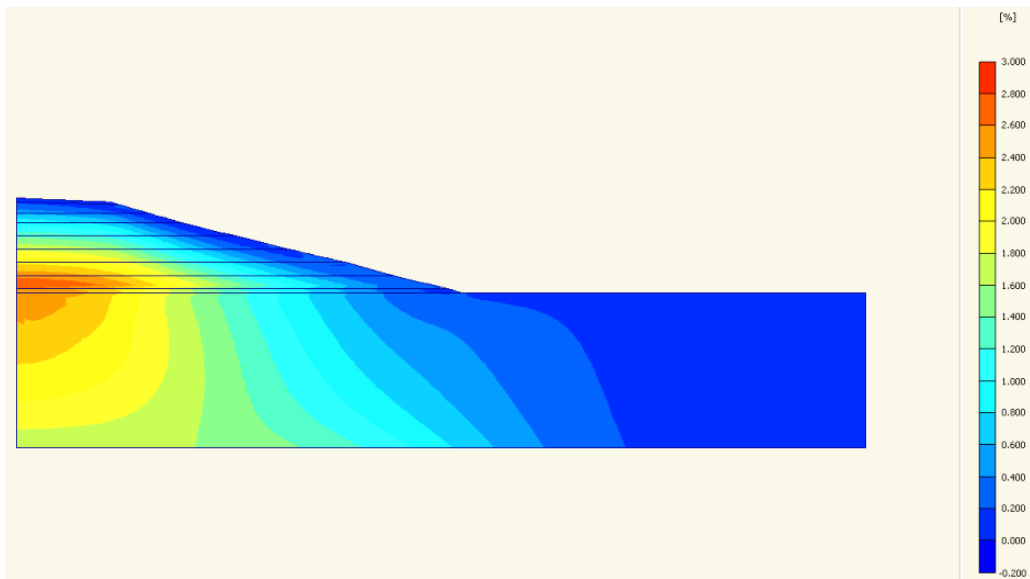
\*\*\* Predicted Soil Confined Bale Modulus and Poisson's Ratio

Freilich & Zornberg (2009) tutkimuksen mukaan rengaspaaleilla kevennetyn rakenteen etu on maa-aineksella rakennettuun penkereeseen nähden alhainen paino sekä materiaalin maa-aineskerroksen kanssa muodostava kuivatusmekanismi.

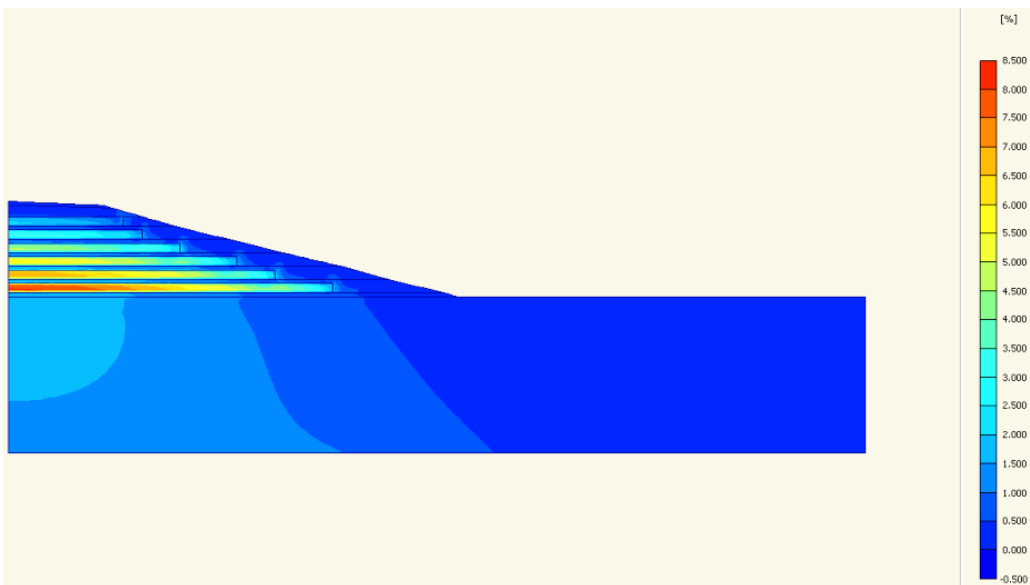
Pienemmän painon ansiosta rengaspaaleilla kevennetty tierakenne aiheuttaa 4 tuumaa pienemmät painumat pohjamaahan. Tulosten mukaan vastaavasti rengaspaalirakenteen keskikohtaan syntyi 5–6 tuumaa suuremmat pystysuuntaiset muodonmuutokset renkaiden alhaisemman jäykkyyden takia. Rengaspaaleilla kevennetyn rakenteen aiheuttamien painumien kokonaismäärä oli siten vain 1–3 tuumaa tavanomaista maapengertä suurempi.

(Freilich & Zornberg (2009), s. 147)

Tutkimuksessa mallinnettiin myös rakenteisiin syntyviä leikkausjännityksiä. FEM-laskennan mukaan rengaspaaleilla kevennettyyn rakenteeseen syntyy noin kolme kertaa suuremmat jännitykset maapenkereeseen verrattuna. Tämän lisäksi tulokset viittaavat Freilich & Zornberg (2009) mukaan siihen, että leikkausjännitykset keskittyvät rengaspaalikerrosten alapuolella tavanomaista pengertä pienemmälle alueelle ja että rengaspaalikerrokset toimivat maa-aineskerrosten kanssa vahvisterakenteena. Kuvissa 87 ja 88 on havainnollistettu leikkausjännitysten jakautuminen rakenteissa.



Kuva 87. Leikkausjännitykset maarakenteessa (Freilich & Zornberg 2009, s. 149)



Kuva 88. Leikkausjännitykset rengaspaaleilla kevennetyssä rakenteessa (Freilich & Zornberg 2009, s. 149)

Plaxis-ohjelmalla arvioitiin myös rakenteisiin syntyvän murtopinnan sijaintia sekä laskettiin varmuuskertoimet murtoa vastaan. Näiden tulokset sekä jännitys-muodonmuutuskäyttäytymisen mallinnustulokset on esitetty tarkemmin Freilich & Zornberg (2009) raportissa *Mechanical Properties of Tire Bales for Highway Applications*.

## 6.2 Puolijäykkä päällysrakenne

### 6.2.1 Lentotuhkarakenteet

#### MnROAD facility Minnesota

Edil et al. (2011) tutkimuksen yhteydessä Minnesotaan rakennettiin kolme koeosuutta. Rakenteet olivat kantavaa kerrosta lukuun ottamatta identtisiä. Kaikkien rakenteiden kantavissa kerroksissa käytettiin eri materiaaleja: tavanomaista murskattua kiviainesta, kierrätettyä käsittelemätöntä päällystemateriaalia (50 % päällyste, 50 % kantava kerros) sekä lentotuhkastabiloitua kierrätettyä materiaalia (50 % päällyste, 50 % kantava kerros), johon lisättiin 14 massa-% lentotuhkaa. Koeosuuksien rakenteet on esitelty tarkemmin kappaleessa 5.2.1.

Koekohteen rakentamisen aikana sekä sen jälkeen tehtiin laboratorio- ja kenttätutkimuksia materiaalien ominaisuuksien määrittämiseksi. Testituloksia käytettiin MEPDG-analyysiin, jolla arvioitiin rakenteiden toimintaa ja käyttöikä. Laskennassa käytettiin koekohteen todellisia kuormitus- ja säätietoja. Taulukossa 18 on esitetty yhteenveto rakenteiden kestävyysmallinnuksen tuloksista. Rakenteiden yksityiskohdalliset kestävyysmallinnustulokset on esitetty teoksessa Edil et al. (2011) *Utilize Cementitious High Carbon Fly Ash (CHCFA) to Stabilize Cold In -Place Recycled (CIR) Asphalt Pavement as Base Course*.

Taulukko 18. Kestävyysmallinnuksen tulokset (Edil et al. 2011, s. 38)

Distress	Time to Failure (month)		
	Cell 77 (RPM)	Cell 78 (Class 6)	Cell 79 (RPM+Fly Ash)
AC Surface Down Cracking	132	90	Pass
AC Botto Up Cracking	Pass	Pass	Pass
AC Thermal Fracture	144	144	144
Total Rutting	Pass	Pass	Pass
IRI	270	270	282
Service Life (Year)	11	7.5	23.5
Rehabilitation Times (within service life of Cell 79)	1.14	2.13	0

MEPDG-analyysin perusteella lentotuhkastabiloidun materiaalin kantavan kerroksen sisältävän rakenteen käyttöikä on 23,5 vuotta, kierrätetyn päällystemateriaalirakenteen käyttöikä 11 vuotta ja tavanomaista kiviainesta sisältävän rakenteen käyttöikä 7,5 vuotta (Edil et al. 2011, s. 45).

Rakenteiden elinkaarianalyysien tulokset viittaavat siihen, että lentotuhkastabiloidun päällysrakennemateriaalin käyttö joustavan tien kantavassa kerroksessa voi vähentää merkittävästi muun muassa rakenteen elinkaarikustannuksia ja energian kulutusta (Edil et al. 2011, s. 106).

### Sementtistabiloitu lentotuhka (ei koekohdetta)

A.H. Lav et al. (2006) tutkivat sementillä sidotun lentotuhkan soveltuvuutta tien kantavan kerroksen materiaaliksi. Tutkimuksessa tutkittiin seoksia, joissa oli 2%, 4%, 8%, ja 10% sementtiä seoksen kokonaispainosta. (A.H. Lav et al. 2006, s. 2359) Rakenteen käyttäytymistä mallinnettiin kolmella eri ohjelmalla: CIRCLY, KENLAYER ja MICHPAVE eri mallinnusperiaatteiden vertailemiseksi. Ohjelmista CIRCLY ja KENLAYER perustuvat elastiseen kerrosrakennemalliin ja Burmisterin kerrokselliseen elastisuusteoriaan. Vastaavasti MICHPAVE perustuu epälineaariseen elementtimenetelmään.

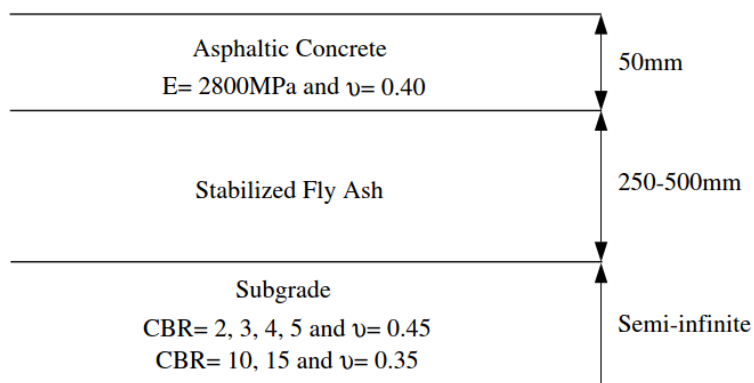
Kuvassa 89 on esitetty tutkimuksessa mallinnettu tierakenne, rakennekerrosten paksuudet sekä asfalttipäällysteen ja pohjamaan parametrit. Tierakenne yksinkertaistettiin kolmeen rakennekerrokseen ja oletettiin lineaarielastiseksi. Pohjamaa oletettiin tutkimuksessa osittain rajatuksi. Pohjamaan jäykkyyttä on mallinnuksessa arvioitu kuuden erilaisen CBR-arvo-otaksuman perusteella. Taulukkoon 19 on koottu tämän tutkimuksen yhteydessä lasketut CBR-arvoja vastaavat likimääräiset moduuliarvot. Moduulit laskettiin englantilaisen TRRL (Transport and Road Research Laboratory) esittämän riippuvuuden mukaisella kaavalla:

$$E = 17,6 \cdot \text{CBR}^{0,64} \quad (16)$$

Taulukko 19. CBR-arvoja vastaavat moduuliarvot kaavan 16 mukaisesti arvioituna

CBR	E-moduuli [MPa]
2	27
3	36
4	43
5	49
10	77
15	100

Standardiakselikuormituksena tutkimuksessa käytettiin paripyöriä, joista molempien renkaiden leveys oli 330 mm. Kuormituksena mallintamisessa käytettiin 4,1 t suuruisia kuormitusta ja rengaspaineena 700 kPa. (A.H. Lav et al. 2006, s. 2364, 2367) Sementtistabiloidun lentotuhkan elastiset parametrit on koottu taulukkoon 20.



Kuva 89. Mallinnettu rakenne (A.H. Lav et al. 2006, s. 2365)

Taulukko 20. Stabiloidun lentotuhkan elastiset parametrit (A.H. Lav et al. 2006, s. 2365)

Sample type	Modulus (MPa)	Poisson's ratio
2% Cement	1500	0.20
4% Cement	2500	0.18
8% Cement	4500	0.16
10% Cement	5600	0.14

Taulukkoon 21 on koottu eri ohjelmilla saadut suurimmat muodonmuutokset raken-teissa. Taulukossa CR symboloi ohjelmaa CIRCLY, MC ohjelmaa MICHPAVE ja KN ohjelmaa KENLAYER. Vetomuodonmuutokset on ilmoitettu yksikössä mikrostrain. Taulukon 21 tuloksista laskettiin edelleen muutamat vetojännitysten vertailuarvot eri laskentaohjelmilla saaduille muodonmuutosten arvoille. Laskentatulokset on esitetty taulukossa 22 yksikössä kPa.

Taulukko 21. Stabiloidun lentotuhkakerroksen alapinnan maksimi vetomuodonmuutokset (A.H. Lav et al. 2006, s. 2366)

h (mm)	CR	MC	KN	CR	MC	KN	CR	MC	KN	CR	MC	KN	CR	MC	KN	CR	MC	KN
2% Cement stabilized (E = 1500 MPa, u = 0.20)																		
250	231	210	248	216	202	229	205	194	216	195	187	204	171	157	165	156	137	142
300	180	153	190	169	148	176	160	143	165	154	138	156	135	118	127	123	104	110
350	144	115	150	136	111	138	129	108	130	124	105	124	109	91	101	100	81	87
400	119	88	121	111	86	112	106	84	105	101	82	100	90	71	82	82	64	71
450	104	70	100	98	68	93	93	67	88	90	65	83	80	58	68	74	52	59
500	90	56	84	85	55	78	82	53	74	78	52	70	70	47	57	65	42	50
CBR	2			3			4			5			10			15		
4% Cement stabilized (E = 2500 MPa, u = 0.18)																		
250	162	142	174	151	138	162	144	134	153	138	130	146	122	114	121	111	103	107
300	126	102	133	118	100	123	112	98	117	107	95	111	95	85	93	87	77	83
350	100	76	104	94	75	97	89	73	92	86	72	88	77	65	74	70	59	65
400	81	58	84	77	57	78	73	56	74	70	55	71	63	50	59	58	46	53
450	71	46	69	67	45	65	64	44	62	62	44	59	56	40	49	51	37	44
500	61	36	58	58	36	54	56	35	51	54	35	49	49	32	41	45	30	37
CBR	2			3			4			5			10			15		
8% Cement stabilized (E = 4500 MPa, u = 0.16)																		
250	107	90	115	100	88	108	95	86	103	91	84	98	81	77	84	75	71	75
300	82	64	87	77	63	82	73	62	78	71	61	74	63	56	64	58	52	58
350	65	47	68	61	46	64	58	46	61	56	45	58	51	42	50	47	40	45
400	52	35	54	49	35	51	47	35	49	46	34	47	41	32	40	38	31	36
450	45	28	45	43	28	42	41	27	40	40	27	39	36	25	33	33	24	30
500	39	22	37	37	22	35	35	22	33	34	21	32	31	20	28	29	19	25
CBR	2			3			4			5			10			15		
10% Cement stabilized (E = 5600 MPa, u = 0.14)																		
250	91	75	99	85	74	93	81	73	88	78	71	84	70	65	73	64	61	66
300	70	53	74	65	52	70	63	52	66	60	51	64	54	47	55	50	45	50
350	55	39	58	52	38	54	49	38	52	48	38	50	43	35	43	40	34	39
400	44	29	46	42	29	43	40	29	42	39	29	40	35	27	35	33	26	32
450	38	23	38	36	23	36	34	23	34	34	22	33	30	21	29	29	21	26
500	33	18	31	31	18	30	30	18	28	29	18	27	26	17	24	25	16	22
CBR	2			3			4			5			10			15		

Taulukko 22. Maksimi vetomuodonmuutoksista edelleen lasketut vetojännitykset

h (mm)	CR	MC	KN	CR	MC	KN
Sementtipitoisuus 2 %, E = 1500 MPa						
250	347	315	372	234	206	213
500	135	84	126	98	63	75
CBR	2			15		
Sementtipitoisuus 10 %, E = 5600 MPa						
250	510	420	554	358	342	370
500	185	101	174	140	90	123
CBR	2			15		

Taulukon 22 tuloksista havaitaan, että paksuudeltaan 250 mm olevaan 10 % sementtipitoisuudella sidottuun tuhkerrokseen syntyy joustavalla pohjamaalla noin 500 kPa suuruusluokkaa olevia vetojännityksiä. Kerrospaksuuden ja pohjamaan jäykkyyden kasvaessa ja sideainepitoisuuden pienentyessä vetojännitykset pienenevät, mutta ovat silti lähes 100 kPa tasolla.

A.H. Lav et al. (2006) mukaan sementtistabiloidun lentotuhkerroksen vaurioitumisen määräävä tekijä on sementin määrä, minkä lisäksi toinen mainittava tekijä on rakennekerroksen paksuus. Mikäli rakennekerrokseen ei lisätä kiviainesta, tulisi A.H. Lav et al. (2006) mukaan sementtipitoisuuden olla ainakin 8 % ja kerrospaksuuden ainakin 300 mm.

A. H. Lav et al. (2006) ovat tutkimuksessa arvioineet myös kuvan 8g mukaisten lentotuhkarakenteiden käyttöä koetiekonetutkimusten (Accelerated Loading Facility) tuloksiin tukeutuen. Tutkimuksen mukaan laskentaohjelmat CIRCLY ja KENLAYER antavat suhteellisen samanlaisia tuloksia rakenteen käyttöä vastaavilla sementtipitoisuuksilla ja kerrospaksuuksilla. Vastaavasti MICHPAVE-ohjelmalla saadut sidotun kerroksen alapinnan vetojännitysarvot ovat suhteellisen pienet edellä mainituilla ohjelmilla saatuihin tutkimustuloksiin verrattuna. Yksityiskohtaisemmat tulokset löytyvät mainitusta tutkimusjulkaisusta.

## 7 Esimerkkirakenteiden laskennallinen tarkastelu

### 7.1 Laskennallisten tarkastelujen tavoite

Tämän raportin aiempien lukujen perusteella on jo varsin ilmeistä, että liikennekuormitukselle altistuvien UUMA-materiaaleja sisältävien tie, katu- ja kenttärakenteiden mekaaninen toimintatapa voi monin tavoin poiketa vastaavista tavanomaisista maarakennusmateriaaleja käyttäen toteutetuista rakenteista. Tähän liittyen käsillä olevaan tutkimukseen haluttiin sisällyttää suppea UUMA-materiaaleja sisältävien esimerkkirakenteiden mekaanista toimintaa koskeva laskennallinen tarkastelu. Tarkasteltavaksi liikenteen kuormitusvaikutusta simuloivaksi tilanteeksi valittiin yksinkertaista levykuormituskoetta vastaava kuormitus. Valittujen esimerkkirakenteiden kestävyyttä esimerkiksi routanousu- tai painumaeroista aiheutuvien pakkosiirtymien alaisena ei tässä yhteydessä vastaavasti pyritty millään tavoin arvioimaan.

Tehtyjen laskennallisten tarkastelujen tavoitteena oli yhtäältä verrata keskenään erilaisten tierakenteiden mekaanisen toiminnan analysointiin tavallisesti käytettävien lähestymistapojen tuottamia tuloksia eräillä UUMA-materiaaleja sisältävillä esimerkkirakenteilla. Toisaalta esimerkkilaskelmien avulla pyrittiin myös alustavasti arvioimaan eri laskentamenetelmien soveltuvuutta ja mahdollisia heikkouksia UUMA-materiaaleja sisältävien tie- ja kenttärakenteiden kuormituskestävyyden arvioinnissa. Käytännössähän UUMA-rakenteiden mitoituslaskelmat tulisi voida tehdä mahdollisimman yhdenmukaisesti tavanomaisia materiaaleja käyttäen toteutettavien rakenteiden kanssa, kunhan mitoituslaskelmiin mahdollisesti liittyvät ongelmakohdat tiedostetaan ja osataan ottaa oikealla tavalla huomioon.

### 7.2 Tarkastellut esimerkkirakenteet

Laskennalliseen tarkasteluun valittiin tässä yhteydessä kaksi erityyppistä UUMA-materiaaleja hyödyntävää esimerkkirakennetta. Ensimmäinen rakennevaihtoehtoista kuvaa vähäliikenteistä päällystettyä tietä, jossa kantavana kerroksena käytetään kerrosstabiloitua tuhkarakennetta. Toinen rakenne-esimerkki on sorapintainen tie, jossa tuhkaa käytetään jakavassa kerroksessa. Tämän rakenteen tuhkakerrosta mallinnettiin kahdella eri moduuliarvolla: esimerkiksi Tuhkarakentamisen käsikirjassa (Ramboll 2012) LT1-luokan sidotulle lentotuhkalle (puristuslujuus  $\geq 3$  MPa) suositellulla moduuliarvolla 600 MPa ja samalle materiaalille asetetun puristuslujuusvaatimuksen perusteella arvioidulla, ehjän materiaalin todellista fysikaalista käyttäytymistä paremmin vastaavalla moduuliarvolla 1500 MPa. Tähän lukuarvoon päädyttiin otaksuamalla aksiaalisen puristuskokeen perusteella määritettävää  $E_{50}$ -moduulia vastaava 1,5 MPa puristusjännitys saavutettavaksi 0,1 % muodonmuutostasolla.

Kaikissa tarkastelluissa esimerkitapauksissa tierakenteen kokonaispaksuus oli 500 mm. Tarkastellut esimerkkirakenteet ja niiden kerrospaksuudet on esitetty kuvassa 90. Pohjamaan osalta laskennalliset tarkastelut tehtiin kolmella erilaisella lähtötaksumalla, eli tierakenteiden suunnitteluohjeessa (Tiehallinto 2004) käytettyjen määrittelyjen mukaisesti ilmaistuna alusrakenteen kelpoisuusluokkia H1, U1 ja U2 edustaville pohjamaatyypeille.



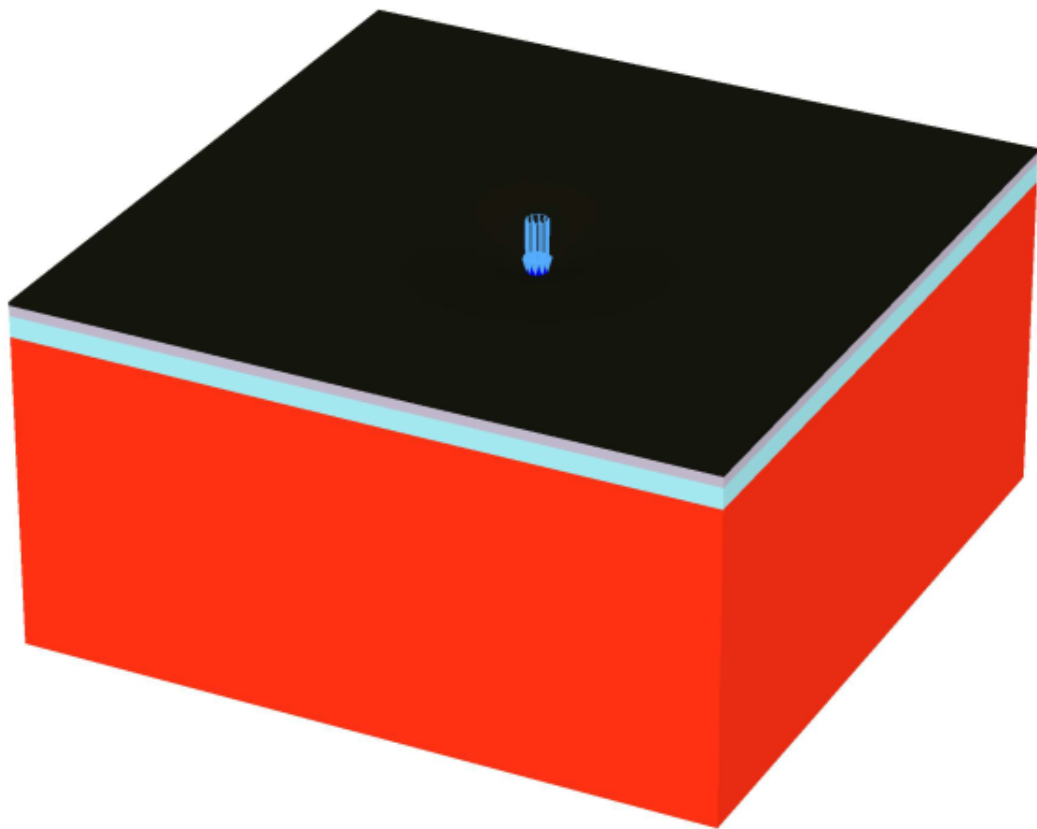
Rakennetyyppi 1		Rakennetyyppi 2	
50 mm	Päällyste	50 mm	Kulutuseros
150 mm	Kerrosstabilointi	150 mm	Kantava kerros
300 mm	Jakava kerros	300 mm	Lentotuhka (* *) a: moduuli käyttöluokan LT1 mitoitusmoduuli 600 MPa b: moduuli arvioitu vaaditun puristuslujuuden perusteella
Pohjamaa H1, U1, U2		Pohjamaa H1, U1, U2	

Kuva 90. Tarkastellut esimerkkirakenteet

## 7.3 Laskennassa käytetyt menetelmät ja materiaali-parametrit

Esimerkkirakenteiden mekaanista toimintaa simuloivissa laskelmissa käytettiin kolmea eri menetelmää. Ensimmäisenä menetelmänä käytettiin Suomessa yleisesti tierakenteen mitoittamisessa käytettävää, rakenteen nk. kantavuusarvon laskentaan perustuvaa Odemarkin menetelmää. Toisena menetelmänä käytettiin BISAR-ohjelmaa. BISAR on laskentatyökalu, joka perustuu Burmisterin monikerrosteoriaan ja jossa rakennekerrosten materiaaleja samoin kuin pohjamaatakin kuvataan lineaari-elasticella materiaalimallilla. Ohjelma arvioi maarakenteen palautuvaa muodonmuutuskäyttäytymistä ympyränmuotoisen kuormituksen alaisena, joten laskelmissa sovellettu levykuormituskoetyyppinen tarkastelu soveltuu BISAR-ohjelmalle hyvin.

Kolmantena laskentamenetelmänä käytettiin kolmiulotteista elementtimenetelmään perustuvaa laskentamallia. Elementtimenetelmään perustuvat mallit on tehty PLAXIS 3D-ohjelmistolla (versio 2013.01). Esimerkkirakenteiden rakennekerrokset ja pohjamaa mallinnettiin kolmiulotteisina suorakulmaisina särmiöinä eikä tien luiskia tai kaltevuuksia huomioitu (kuva 91). Rakenteiden pinnalta saavutettavan kantavuusarvon määrittämiseksi myös PLAXIS-mallinnuksessa simuloitiin levykuormituskoetta. Haluaisijaltaan 300 mm teräslevy kuormitettiin ensin 3,5 kN suuruisella esikuormituksella, jonka jälkeen kuormitus poistettiin. Tämän jälkeen levyä kuormitettiin 10 kN portailla 60 kN suuruisen kuormituksen saakka ja tämän kuormituksen aikana tapahtuneista painumista laskettiin muodonmuutosmoduuli  $E_1$ . Sen jälkeen kuormitus poistettiin ja sama 10 kN portailla etenevä kuormitus toistettiin, mistä vastaavasti määritettiin muodonmuutosmoduuli  $E_2$  (kantavuusarvo).



*Kuva 91. Levykuormituskoetta simuloiva PLAXIS 3D-malli*

Tehdyissä laskennoissa tarvittiin kahdentyyppisiä materiaaliparametreja. Odemarkin menetelmään perustuvassa kantavuusmitoituksessa riittivät pelkät rakennekerrosten moduuliarvot, BISAR-ohjelmalla tehdyssä kerrosrakennemallinnuksessa tarvittiin moduuliarvojen lisäksi eri rakennekerrosten Poissonin vakiot. Elementtimenetelmällä tehdyissä tarkasteluissa sitomattomien rakennekerrosten materiaaleille tarvittiin jäykkyysominaisuuksien lisäksi myös lujuusparametrit. Esimerkkirakenteissa olevien UUMA-materiaalien oletettiin kaikissa laskennoissa käyttäytyvän jäykkyydeltään suurille hydraulisesti sidotuille materiaaleille ominaiseen tapaan lineaarielastisesti. Taulukossa 23 on esitetty yhteenveto Odemarkin menetelmään perustuvassa kantavuusmitoituksessa ja BISAR-ohjelmalla tehdyssä mallinnuksessa käytetyistä laskenta-parametreista.

*Taulukko 23. Odemarkin menetelmään perustuvassa kantavuusmitoituksessa ja lineaarielastisessa kerrosrakennemitoituksessa (BISAR) käytetyt materiaaliparametrit*

	Esimerkkirakenne 1		Esimerkkirakenne 2	
	E (MPa)	$\nu$	E (MPa)	$\nu$
Päällyste (PAB) / Kulutuskerros	1400	0,3	200	0,3
Kerrosstabilointi / Kantava kerros	3500	0,2	150	0,3
Jakava kerros / Lentotuhka	100	0,3	a) 600 b) 1500	0,2
Pohjamaa	20, 35, 70	0,4	20, 35, 70	0,4

Elementtimenetelmällä tehdyissä simulaatioissa sitomattomille rakennekerroksille käytettiin elasto-plastista Hardening Soil- materiaalimallia. Yhteenvedo HS-mallilla simuloitujen sitomattomien rakennekerrosten laskentaparametreista on esitetty taulukossa 24. UUMA-materiaaleista rakennetuille kerroksille myös elementtimenetelmällä tehdyissä laskelmissa käytettiin taulukossa 23 esitettyjä BISAR-laskennan parametreja.

*Taulukko 24. Elementtimenetelmällä tehdyissä mallinuksissa sitomattomille materiaaleille käytetyt (HS-materiaalimalli) -materiaaliparametrit*

Parametri	$c'$	$\phi'$	$\psi$	$E_{50}^{ref}$	$E_{oed}^{ref}$	$E_{ur}^{ref}$	$m$	$\nu_{ur}$	$p^{ref}$	$K_0^{nc}$	$R_f$
Yksikkö	kN/m <sup>2</sup>	°	°	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	-	kN/m <sup>2</sup>	-	-
Kulutuskerros	10	45	15	200 000	190 000	400 000	0,5	0,2	100	0,32	0,9
Kantava kerros	10	45	15	150 000	140 000	300 000	0,5	0,2	100	0,32	0,9
Jakava kerros	3	40	10	100 000	100 000	200 000	0,5	0,2	100	0,361	0,9

Kaikki laskentasimulaatiot tehtiin siis kolmella eri pohjamaan jäykkyydellä, 20, 35 ja 70 MPa. Elementtimenetelmällä tehdyissä simulaatioissa pohjamaalle annettiin lisäksi lujuus suljettuna leikkauslujuutena, jonka referenssiarvo oli asetettu pohjamaan yläpintaan. Suljettu leikkauslujuus kasvoi pohjamaassa 1,5 kPa/m. Yhteenvedo pohjamaan laskentaparametreista on esitetty taulukossa 25.

Taulukko 25. Pohjamaan laskentaparametrit

Pohjamaa			
$E'$	$\nu$	$s_{u\text{ ref}}$	$s_{u\text{ inc}}$
MPa	-	kPa	kPa/m
20	0,4	20	1,5
35	0,4	30	1,5
70	0,4	50	1,5

## 7.4 Laskentatulokset

### 7.4.1 Kantavuusarvot

Taulukkoon 26 on koottu kaikkien eri laskentamenetelmien tuottamat esimerkkirakenteiden kokonaisjäykkyyttä kuvaavat kantavuusarvot. Tuloksista havaitaan, että Odemarkin menetelmään perustuva laskenta on lähes kaikissa laskentatapauksissa johtanut korkeimpiin kantavuusarvoihin. Niiden perusteella arvioituna tarkasteltujen esimerkkirakenteiden jäykkyys ylittää tierakenteiden suunnitteluohjeessa (Tiehallinto 2004) vähäliikenteisten teiden rakenteille asetetut tavoitekantavuuden arvot selvästi. Kantavuusmitoitusmielessä UUMA-materiaalien käyttö esimerkkirakenteissa on siis ilmeisen ongelmaton.

Taulukosta 26 havaitaan edelleen, että lineaarielastisella kerrosrakennemallilla arvioidut rakenteen kokonaisjäykkyydet ovat kauttaaltaan alempia kuin Odemarkin laskentamenetelmällä saadut kantavuusarvot. Tämä selittyy sillä, että monikerros-laskennan avulla saadaan arvio rakenteen todellisesta taipumasta eikä moduuliarvoa määritetä pelkästään rakennekerrospaksuuden ja rakennekerroksille arvioitujen jäykkyyshuomien perusteella. Lisäksi lineaarielastisessa kerrosrakennemallinnuksessa kuormitus kuvataan rakenteen pinnalla vaikuttavana tasaisena pintapaineena, jolloin tarkastelupisteen ollessa kuormitetun alan keskipisteen kohdalla, saadaan hivenen suurempia taipuma-arvoja verrattuna tilanteeseen, jossa kuormitusta kuvattaisiin levykuormituskoetta vastaavan jäykän levyn avulla.

Kun molempia edellä mainittuja verrataan elementtimenetelmällä simuloidun levykuormituskokeen tuloksiin, huomataan, että lineaarielastinen kerrosrakennemallinnuksen tulokset vastaavat verrattain hyvin ensimmäisellä kuormituksella saatavia  $E_1$ -arvoja, mutta  $E_2$ -arvot ovat kauttaaltaan näitä korkeampia. Tämä selittyy sillä, että elementtimenetelmässä HS-materiaalimallin avulla mallinnetut rakennekerrokset ovat myötölujittuvia, ts. niiden moduuliarvo kasvaa kuormituksen vaikutuksesta.

Kun laskentatuloksia tarkastellaan pohjamaan jäykkyyden suhteen, Odemarkin menetelmällä saatujen tulosten todetaan vastaavan jäykällä pohjamaalla varsin hyvin elementtimenetelmällä saatuja  $E_2$ -arvoja. Pehmeämmällä pohjamaalla Odemarkin menetelmä näyttäisi sen sijaan aliarvioivan merkittävästi pohjamaan joustavuuden vaikutusta suhteessa elementtimallinnuksella saatuun tulokseen; pohjamaan moduuliarvolla 20 MPa Odemarkin menetelmällä lasketut kantavuusarvot ovat 20–40 % korkeampia elementtimallinnuksen avulla saatuihin  $E_2$ -arvoihin verrattuna.

Taulukko 26. Eri laskentamenetelmillä määritetyt esimerkkirakenteiden kantavuusarvot

		Pohjamaan jäykkyys (MPa)		
Laskentamenetelmä	Moduuli (MPa)	20	35	70
		Esimerkkirakenne 1		
Odemark-mitoitus	E	214	254	308
Lineaarielastinen kerrosrakennemalli	E	130	182	268
Elementtimenetelmään perustuva malli	E <sub>1</sub>	134	192	265
	E <sub>2</sub>	154	224	318
		Esimerkkirakenne 2a		
Odemark-mitoitus	E	134	158	191
Lineaarielastinen kerrosrakennemalli	E	94	120	156
Elementtimenetelmään perustuva malli	E <sub>1</sub>	90	115	139
	E <sub>2</sub>	111	154	200
		Esimerkkirakenne 2b		
Odemark-mitoitus	E	178	206	244
Lineaarielastinen kerrosrakennemalli	E	109	138	176
Elementtimenetelmään perustuva malli	E <sub>1</sub>	107	132	155
	E <sub>2</sub>	137	184	240

#### 7.4.2 Esimerkkirakenteissa vallitsevat jännitykset

Lineaarielastisen kerrosrakennemallin ja elementtimenetelmän avulla pystytään kantavuusarvojen lisäksi tarkastelemaan myös rakenteeseen mobilisoituvia jännityksiä ja venymiä. Esimerkkirakenteiden tapauksessa erityisesti UUMA-materiaaleista tehtyjen rakennekerroksen alapinnassa vaikuttavat vetojännitykset ovat rakenteen pitkäaikaiskestävyyden kannalta kiinnostavia.

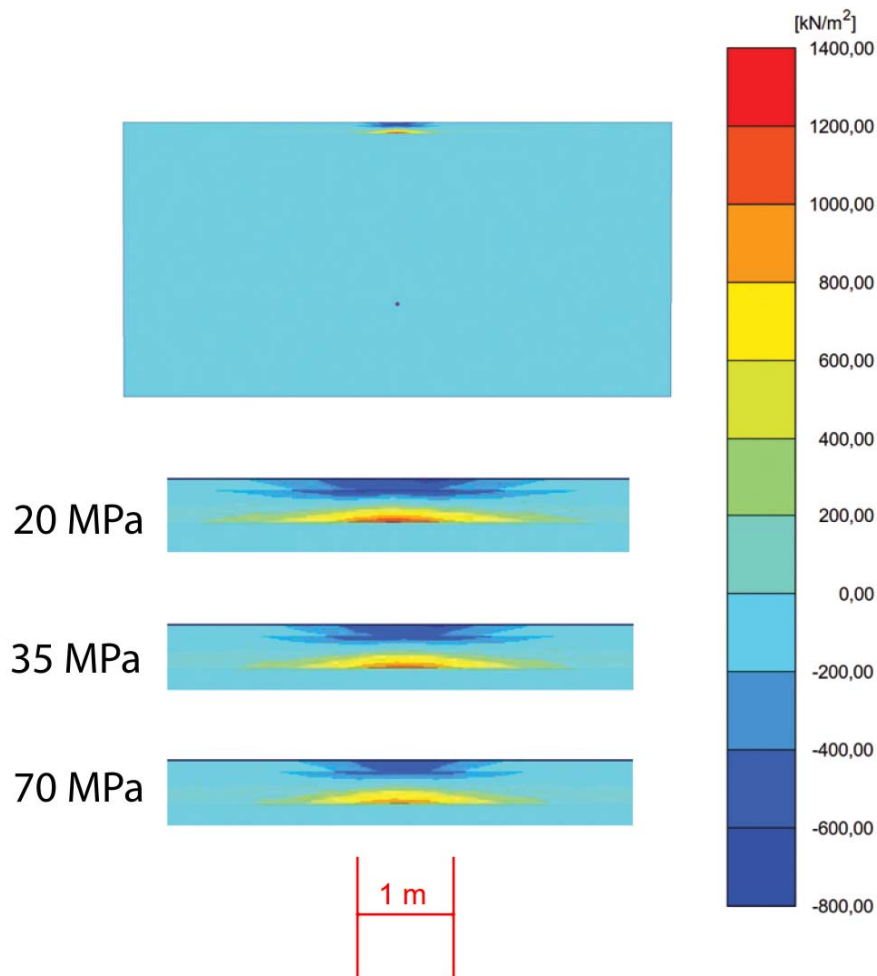
Taulukossa 27 on esitetty yhteenvedo UUMA-materiaalista tehtyjen rakennekerrosten alapinnassa suoraan kuormitusalan keskipisteen alapuolella vaikuttavista vetojännityksistä. Molemmilla laskentamenetelmillä saadut tulokset osoittavat huomattavan suurten vetojännitysten muodostumisen tuhkarakennekerrosten alapintaan. Kerrosstabiloidun esimerkkirakenteen 1 tapauksessa stabiloidun kerroksen alapinnassa vaikuttavat vetojännitykset ovat kaikissa laskentatapauksissa yli 1,0 MPa suuruusluokkaa. Esimerkkirakenteen 2 jakavassa kerroksessa vallitsevat vetojännitykset ovat vastaavasti pohjamaan jäykkyydestä riippuen suuruusluokkaa 150–500 kPa. Koska molemmat materiaalit ovat tässä tapauksessa luonteeltaan huonosti toistuvia vetojännityksiä kestäviä, on varsin ilmeistä, että niissä tulisi tapahtumaan halkeilua lukuisia kertoja toistuvan raskaan liikennekuormituksen vaikutuksesta.

Huomionarvoista esimerkkirakenteille tehtyihin laskennallisiin tarkasteluihin liittyen on myös se, että saadut tulokset ovat sidotun tuhkakerroksen alapinnan vetojännitysten osalta varsin yhdensuuntaisia aiempaan kappaleessa 6.2 esitettyjen tulosten (Lav et al. 2006) kanssa.

*Taulukko 27. Eri laskentamenetelmillä määritetyt, UUMA-materiaalista tehtyjen rakennekerrosten alapinnassa vaikuttavat vetojännitykset*

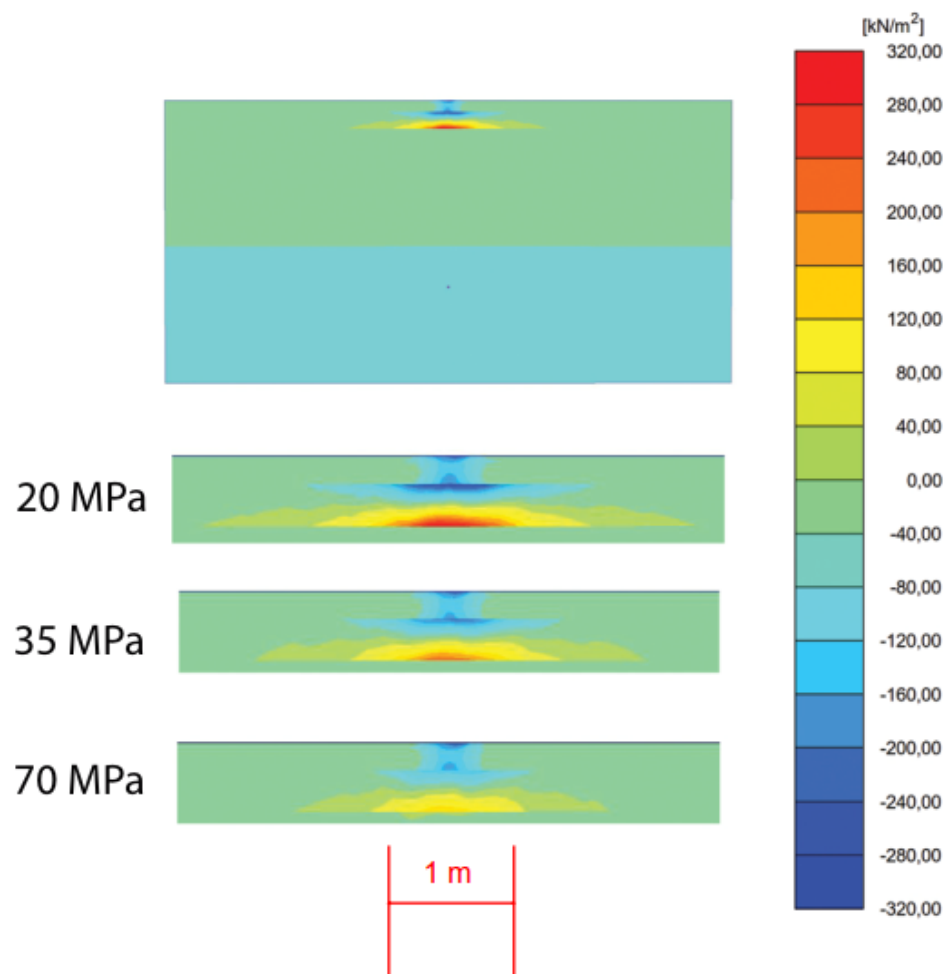
	<b>Pohjamaan jäykkyys (MPa)</b>		
Laskentamenetelmä	20	35	70
<b>Esimerkkirakenne 1</b>			
Lineaarielastinen kerrosrakennemalli	1717	1613	1498
Elementtimenetelmään perustuva malli	1295	1176	1056
<b>Esimerkkirakenne 2a</b>			
Lineaarielastinen kerrosrakennemalli	356	300	219
Elementtimenetelmään perustuva malli	317	240	158
<b>Esimerkkirakenne 2b</b>			
Lineaarielastinen kerrosrakennemalli	512	445	358
Elementtimenetelmään perustuva malli	440	364	270

Elementtimenetelmän avulla rakenteisiin mobilisoituvia jännityksiä voidaan tarkastella kerrosrakennemallinnusta kattavammin. Kuvassa 92 on esitetty kerrosstabiloidun tuhkarakenteen mallinnuksessa 60 kN kuormituksella toteutuva tehokas vaakasuuntainen jännitys rakenteen poikkileikkauksessa, joka kulkee kuormitusalan keskipisteen kautta. Kuvasta voidaan havaita, että kerrosstabiloinnilla vahvistetun kantavan kerroksen alapintaan kohdistuu yli 600 kPa suuruinen vetojännitys halkaisijaltaan noin 2 m olevalla alueella. Pienempiä, mutta silti merkittäviä vetojännityksiä muodostuu pohjamaan jäykkyydestä riippuen vielä tätäkin laajemmalle alueelle.



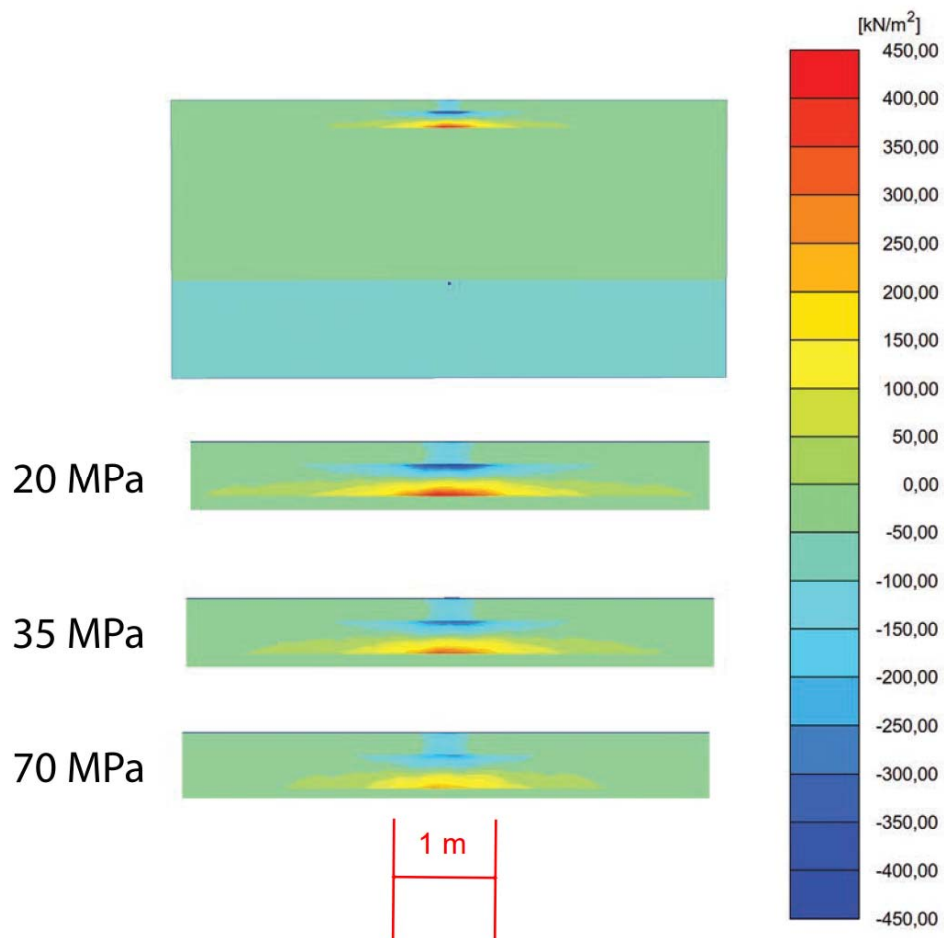
Kuva 92. Kerrostabiloidun rakenteen tehokkaat vaakasuuntaiset jännitykset rakenteen poikkileikkauksessa. Poikkileikkauksen kohta on kuormituslevyn keskipisteen kohdalla.

Kuvissa 93 ja 94 on esitetty kuvaa 92 vastaavat vaakasuuntaisten jännitysten jakautumat esimerkkirakenteissa 2a ja 2b. Tuhkarakenneohjeessa esitetyllä mitoitusarvolla laskettaessa (kuva 93) lentotuhkakerroksen pohjalle muodostuva vetojännitys vaihtelee pohjamaan jäykkyydestä riippuen noin 100...300 kPa välillä, kun tarkastellaan halkaisijaltaan noin 1 m olevaa aluetta. Tässä tapauksessa, kuten edellä jo todettiin, mallinnuksessa käytetty lentotuhkakerroksen moduuliarvo on sitoutuneelta tuhkamateriaalilta vaadittuun puristuslujuuteen suhteutettuna kuitenkin epärealistisen alhainen. Kuvassa 94 esitetyn perusteella toteutuvat vetojännitykset ehjän lentotuhkakerroksen pohjalla vaihtelevat siten pohjamaan jäykkyydestä riippuen todennäköisesti ennemminkin 200...400 kPa välillä, kun tarkastellaan halkaisijaltaan noin 1 m olevaa aluetta kuormituskeskipisteen ympärillä.



Kuva 93. Esimerkkirakenteet 2a tehokkaat vaakasuuntaiset jännitykset rakenteen poikkileikkauksessa. Poikkileikkauksen kohta on kuormituslevyn keskipisteen kohdalla.





Kuva 94. Esimerkkirakenteen 2b tehokkaat vaakasuuntaiset jännitykset rakenteen poikkileikkauksessa. Poikkileikkauksen kohta on kuormituslevyn keskipisteen kohdalla.

## 7.5 Päätelmät esimerkkirakenteille tehdystä laskennallisesta tarkastelusta

Jos UUMA-materiaaleja käyttäen toteutettujen esimerkkirakenteiden kestävyyttä arvioidaan pelkästään kantavuusarvojen perusteella, ne vaikuttavat olevan varsin hyvin toimivia vaihtoehtoja kaikilla kolmella laskentamenetelmällä tarkasteltuina. Lineaari-elasticisella kerrosrakennemallilla ja elementtimenetelmällä tehdyt laskelmat paljastavat kuitenkin esimerkkirakenteita vastaaviin materiaaleihin mobilisoituvien vetojännitysten olevan niin suuria, että lukuisia kertoja toistuvina materiaalit eivät näitä suurella todennäköisyydellä vaurioitumatta kestäisi. Käytännössä materiaaleissa tulisi siis tapahtumaan halkeilua, minkä jälkeen niiden mekaaninen käyttäytyminen ei enää vastaa alkutilanteen mukaista ehjää rakennekerrosta. Tällöin rakenteen kantavuusarvo ei luonnollisesti myöskään enää pysy läheskään alkutilannetta vastaavalla tasolla.

Erilaisten tie-, katu- ja kenttärakenteiden kuormituskestävyysmitoituksessa rakenteen pinnalta mitattavan, rakenteen kokonaisjäykkyyttä kuvaavan kantavuusarvon on perinteisesti ajateltu olevan keskeinen rakenteen kuormituskestävyyttä kuvaava indikaattori. Tavanomaisilla sitomattomilla materiaaleilla ja suhteellisen hyvin toistuvia vetojännityksiä kestäväillä bitumisilla sideaineilla sidotuilla materiaaleilla rakennettaessa näin käytännössä onkin, koska rakenteesta tulee käytännössä sitä kestävämpi mitä parempilaatuisia materiaaleja ja paksumpia rakennekerroksia sen tekemisessä käytetään. Tilanne ei kuitenkaan pysy samana, jos joku tai jotkut tavanomaisen rakenteen kerroksista korvataan ominaisuuksiltaan merkittävästi perinteisistä maarakennusmateriaaleista poikkeavilla aineksilla. Erityisen ongelmallisia ovat tässä suhteessa jäykkyydeltään suuret, mutta murtumisominaisuuksiltaan hauraat materiaalit. Kuten edellä esitetyt esimerkkirakenteiden laskennalliset tarkastelut osoittavat, rakenteisiin voi tällöin muodostua huomattavan suuria, ominaisuuksiltaan epätavanomaisten rakennekerrosten halkeiluun nopeasti johtavia vetorasituksia, joiden vaikutuksesta myös koko rakenteen käyttäytyminen heikkenee varsin nopeasti heti rakentamisen jälkeen vallinneeseen tilanteeseen nähden.

Kuten edellä esitetty suppea laskennallinen tarkasteltu osoittaa, saattaa UUMA-materiaaleja hyödyntävien tie-, kenttä- ja katurakenteiden mekaaniseen käyttäytymiseen liittyä merkittävästi tavanomaisista rakenteista poikkeavia ilmiöitä ja ominaispiirteitä. Niiden huomioon ottamiseen kykenevää kuormituskestävyyden mitoitusmenettelyä ei tällä hetkellä kuitenkaan ole olemassa. Jos ja kun UUMA-materiaalien tarkoituksenmukaista ja hallittua käyttöä liikenteen kuormitusvaikutukselle altistuvissa maarakenteissa halutaan edistää, olisi tällaisen mitoitusmenettelyn kehittämiseksi ilmeinen tarve, koska tämänkin tutkimuksen yhteydessä tehdyn laajan kirjallisuusselvityksen perusteella on käynyt varsin selväksi, että valmiina sellaista menettelyä ei muualta ole saatavissa.

## 8 Pöätelmat

Tämän tutkimuksen yhteydessä tehdyn kirjallisuuskatsauksen tarkoituksena oli selvittää maailmalla kokeiltujen vaihtoehtoisia maarakennusmateriaaleja sisältävien tie- ja katurakenteiden käytöstä saatuja kokemuksia ja tyypillisiä vaurioitumistapoja. Tutkimusaineistona hyödynnettiin pääasiassa Pohjoismaissa, Keski-Euroopassa ja Pohjois-Amerikassa toteutettuja tutkimuksia. Työn aikana tutkittaviksi vaihtoehtoisiksi maarakennusmateriaaleiksi valikoituivat betonimurske, asfalttimurske ja -rouhe, lentotuhka, jätteenpolton kuona, terästeollisuuden sivutuotteet sekä rengasrouheet ja -paalit. Tarkoituksena oli selvittää eri uusiomateriaalien tyypillisiä käyttötapoja tie- ja katurakenteissa sekä materiaalien käyttäytymistä rakentamisen aikana sekä sen jälkeen. Pitkäaikaiskäyttäytymistä on arvioitu saatavilla olevan tutkimusmateriaalin perusteella ja arvioitu mahdolliseen vaurioitumiseen johtaneita syitä. Rakenteita verrattiin soveltuvien osin Suomessa toteutetuista kohteista saatuihin kokemuksiin.

Betonimurskeen käytöstä maarakentamisessa on pitkäaikaiset ja hyvät kokemukset Suomessa ja myös muualla Euroopassa. Betonimursketta on tyypillisesti käytetty tien jakavassa ja kantavassa kerroksessa. Betonimurske lujittuu jonkin verran rakenteessa ensimmäisten vuosien aika saavuttaen jopa tavanomaista kiviainesta jähkemman rakenteen. Hienorakeiset betonimurskeet lujittuvat karkearakeisempia enemmän. Lujittuminen ei kuitenkaan estä aukikaivua ja uudelleen käyttöä. Betonimurskerakenne voi saavuttaa 70 % alkuperäisestä lujuudestaan aukikaivun, uudelleen täytön ja tiivistämisen jälkeen.

Asfalttimursketta on käytetty muun muassa Ruotsissa teiden kantavissa kerroksissa hyvin tuloksin. Asfalttimursketta on käytetty myös runsaasti liikennöidyillä teillä. Päälystekerrokset ovat olleet kuitenkin melko paksuja näissä rakenteissa. Asfalttimurskerakenteiden toimivuuden kannalta onnistunut tiivistäminen on ensisijaisen tärkeää. Veden lisäys ennen tiivistämistä helpottaa tiivistämistä, sillä vesi toimii liukasteena. Asfalttimurske voi sitoutua rakenteessa uudelleen asfaltin kaltaiseksi kerrokseksi. Asfalttimurskeen ja -rouheen tyypillisin käyttötapana on kuitenkin uusioasfalteissa, joissa materiaali voidaan hyödyntää uuden asfaltin valmistuksessa.

Jätteenpolton kuonaa käsittelevät tutkimukset painottuvat vahvasti ympäristövaikutusten arviointiin. Liukoisuustutkimustuloksia sekä laboratorio että kenttäolosuhteista on saatavilla runsaasti. Kuonien haitta-ainepitoisuudet eivät ole pääsääntöisesti olleet suuria. Tyypillisesti liukoisuudet vähenevät myös nopeasti ensimmäisten vuosien aikana. Mekaanisilta ominaisuuksiltaan kuona ei ole yhtä kestävää kuin tavanomainen kiviaines, mikä on huomioitava suunnittelussa. Kuonaa on mahdollista käyttää tien jakavassa kerroksessa. Kuonarakenteiden lujittumiseen liittyen tulokset osin vaihtelevat. Pääosassa tutkimuksia lujittumista kuonarakenteilla ei ole havaittu. Uusimmissa suomalaisissa laboratoriokokeissa kuona kuitenkin lujittui selvästi ja lujittumista tapahtui jonkin verran myös kenttäarakenteessa. Jätteenpolton kuonien laatu vaihtelee huomattavasti poltettavan materiaalin sekä polttoprosessin mukaan. Edes samasta jätteenpolttolaitoksesta syntyvä kuona ei ole ominaisuuksiltaan aina samanaista, mikä edellyttää materiaaliominaisuuksien laajaa selvittämistä ennen hyötykäyttöä. Kuonan käsittelymenetelmällä ennen hyötykäyttöä on merkitystä sen toimintaan rakenteessa.

Lentotuhkalla on parannettu vähäliikenteisten teiden kantavuutta. Lentotuhkaa on käytetty massiivirakenteina sekä kerrostabiloinneissa sideaineena, joko yksin tai yhdessä muun sideaineen kuten sementin kanssa. Lentotuhkan lujittumiseen vaikuttaa polttoprosessi, polttoaine, varastointi (kuiva/märkä) ja varastointiaika. Lentotuhka on herkkä kosteudelle, mikä on huomioitava suunnittelussa. Vesipitoisuuden nousu heikentää kantavuutta ja aiheuttaa rakenteen pehmenemisen. Kuormitus aiheuttaa huokosvedenpaineen kasvua ja rakenteen kantavuuden heikkenemisen. Toistuvat jäätymis-sulamissyklit saattavat heikentää lentotuhkakerroksen jäykkyyttä. Jo 3 % sideainelisyksellä (esim. sementti) on havaittu jäätymissulamiskestävyyden paranevan merkittävästi.

Terästeollisuuden sivutuotteiden osalta käsiteltyjä kohteita oli niukasti. Ilmajäähdytetyllä masuunikuonalla on saavutettu kaksinkertaisia tai jopa suurempia jäykkyyksiä murskekerrokseen nähden. Teräskuonan on havaittu olevan herkkä vesipitoisuuden vaihtelulle. Tien reunoilla materiaali myös ikääntyy veden vaikutuksesta nopeammin kuin tien keskiosassa.

Rengasrouheiden ja paalien käytöstä kevennysmateriaaleina on saatu hyviä kokemuksia vähäliikenteisillä teillä. Suuri kokoonpuristuvuus voi kuitenkin aiheuttaa ongelmia etenkin päällystetyillä teillä. Rengasrouheen käytöstä lämmöneristeenä on saatu vaihtelevia tuloksia. Palakooltaan pienillä rengasrouheilla roudan syvyys on pienentynyt, mutta palakooltaan suuremmalla (300mm) rengasrouheella roudan syvyys oli jopa suurempi. Lämmöneristävyys näyttäisi vaikuttavan myös eristävän kerroksen sijainti rakenteessa. Lämmöneristävyys on sitä parempi mitä ylempänä rakennetta rengasrouhekerros sijaitsee. Liian nopean jäätyksen ehkäisemiseksi päällä olevan rakenteen tulee kuitenkin olla vähintään 500 mm paksuinen. Rengaspaaleilla ongelmat liittyvät tyypillisesti paalien saumakohtiin syntyviin painumiin. Rengasrouheitten ympäristövaikutuksiin liittyvää tietoa on melko vähän saatavilla, mutta haitta-ainepitoisuudet voivat kuitenkin rajoittaa rengasrouheitten käyttöä maarakenteissa. Haitta-ainepitoisuudet tässä tutkimuksessa mukana olleissa kohteissa olivat sallituissa rajoissa, mutta kuitenkin tavanomaista murskerakennetta suurempia. Rengaspaalien osalta ei liukaisuudet ole yhtä suuri ongelma.

Tutkimuksen yhteydessä tehdyn kirjallisuustutkimuksen yhteydessä löydettiin joitakin esimerkkejä laskennallisen mallinnuksen lähestymistavoista, joilla on pyritty kuvaamaan tavanomaisista materiaaleista poikkeavien tierakenteiden mekaanista toimintaa liikennekuormituksen alaisena. Kirjallisuusselvityksen mallinnusosiossa käsitellyissä rakenteissa oli hyödynnetty rengasrouhetta ja -paaleja sekä lentotuhkaa. Tutkittujen kohteiden mallintamisessa käytettiin pääasiassa elementtimenetelmään pohjautuvia mallinnusohjelmia. Parin tutkimuksen yhteydessä kohteen käyttäytymisen mallinnettiin kerrosrakennemallin avulla. Tutkimuksen perusteella voidaan sanoa, että mallintamalla saadut tulokset vastaavat pääosin melko hyvin kenttätutkimuksissa saatuja tutkimustuloksia. Esimerkit liittyvät kuitenkin vain yksittäisten koe-rakennuskohteiden ja rakennetyyppien tutkimusluonteiseen tarkasteluun, joten ne eivät sellaisenaan ole hyödynnettävissä Suomessa käytettyjen UUMA-rakenteiden toiminnan analysointityökaluina.

UUMA-rakenteiden mekaanisen toiminnan mallinnukseen liittyen tämän tutkimuksen yhteydessä tehtiin muutamille esimerkkirakenteille myös omia vertailulaskelmia perinteistä kantavuusmitoitusta, lineaarielastista kerrosrakennemallinnusta ja kolmiulotteista elementtimallinnusta käyttäen. Laskentojen tuloksena oli nähtävissä, että suuren jäykkyyden omaavia rakennekerroksia sisältävillä tie- ja katurakenteilla saavu-

tetaan helposti huomattavan suuria laskennallisia kantavuusarvoja, vaikkakin saavutettavat kantavuusarvot riippuvatkin jossain määrin käytetystä laskentamenetelmästä. Oleellisempi tulos laskennoista oli kuitenkin se, että jäykkyydeltään suurien rakennekerrosten alapintaan syntyy liikennekuormitusilanteessa huomattavan suuria ja laajalla alueella vaikuttavia vetojännityksiä, joita väsymiskestävyydeltään hauraat materiaalit eivät suurella todennäköisyydellä pitkäaikaisesti kestä. Varsin odotetusti näiden vetojännitysten suuruus riippui myös selvästi tarkasteltavan rakenteen alla olevan pohjamaan jäykkyydestä eli ongelma on sitä korostuneempi, mitä joustavammalla alustalla rakenne sijaitsee.

Vaihtoehtoiset maarakennusmateriaalit ovat varsin monipuolinen joukko materiaaleja, jotka eroavat ominaisuuksiltaan hyvinkin paljon toisistaan. Kokemukset materiaalien käytöstä sekä niiden käyttösovellutukset vaihtelevat. Oikealla tavalla hyödynnettynä vaihtoehtoisista maarakennusmateriaaleista on kuitenkin mahdollista rakentaa kestäviä väylärakenteita. Valitettavasti vain erilaisten koerakenteiden toteutustavan ja myöhemmän toimivuuden raportointi on usein ollut niin puutteellista, että dokumentoitua faktatietoa vaihtoehtoisia materiaaleja hyödyntävien tie- ja katurakenteiden tyypillisistä vaurioitumistavoista ja -mekanismeista on varsin niukasti saatavilla. Jatkossa näihin asioihin tulisi kiinnittää selvästi aikaisempaa suurempi huomio.

Varsin ilmeistä on, että tavanomaisille maarakennusmateriaaleille kehitetyt tutkimus- ja mitoitusmenetelmät eivät sellaisenaan sovellu kaikille vaihtoehtomateriaaleille. Uudenlaisia materiaaleja hyödyntävien rakenteiden vaurioitumistavat poikkeavat tavanomaisista materiaaleista ja rakenteista, jolloin niiden kuormituskestävyyden luotettava mitoittaminen perinteisillä menetelmillä ei ole mahdollista. Jos ja kun UUMA-materiaalien tarkoituksenmukaista ja hallittua käyttöä liikenteen kuormitusvaikutukselle altistuissa maarakenteissa halutaan edistää, olisi niille soveltuvan kuormituskestävyyden mitoitusmenettelyn kehittämiseksi selkeä tarve, koska tämänkin tutkimuksen yhteydessä tehdyn laajan kirjallisuusselvityksen perusteella on käynyt varsin ilmeiseksi, että valmiina sellaista menettelyä ei ole muualta saatavissa.

## Lähteet

Ahmed, I. & Lovell, C. (1993). Rubber soils as lightweight geomaterials, *Transportation Research Record*, (1422), pp. 61-70.

Arm, M. (2003). Mechanical properties of residues as unbound road materials - experimental test on MSWI bottom ash, crushed concrete and blast furnace slag, *Land and Water Resources Engineering*. Stockholm, Royal Institute of Technology, KTH. TRITA-LWR PhD, Vol. 1007 p. 145.

Arm, M. (2001). Self-cementing properties of crushed demolished concrete in unbound layers: results from triaxial tests and field tests, *Waste Management*, Vol. 21(3), pp. 235-239.

Arm, M., Larsson, L., Tiberg, C., Lind, B. & Arvidlund, O. (2008a). Uppföljning av slagg-rusprovvägar, Fallviktsmätning på provsträckor på Törringevägen utanför Malmö och Dåvamyran utanför Umeå. Grundvatten- och lakvattenanalyser på provsträckor vid Dåvamyran i Umeå, Miljöriktig användning av askor Värmeforsk, Available: <http://energiaskor.se/pdf-dokument/bilagor%20till%20slaggrus/Rapport%201081.pdf>.

Arm, M., Suer, P., Arvidsson, H., Lindqvist, J., Frogner-Kockum, P., Larsson, L. & Toomväli, C. (2008b). Förutsägelse av långtidsegenskaper hos restprodukter - teknik och miljö i vägar, Värmeforsk rapport nro Q6-625, VTI., VTI rapport 641, Stockholm, 148 s.

Arm, M. (2004). Variation in deformation properties of processed MSWI bottom ash: results from triaxial tests, *Waste Management*, Vol. 24(10), pp. 1035-1042.

Aurstad, J., Dahlhaug, J.E. & Berntsen, G. (2009). Unbound crushed concrete in high volume roads-evaluation of field behavior and structural performance, 8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, BCR2A'09, 29 June 2009 through 2 July 2009, pp. 1177-1186.

Badreddine, R. & François, D. (2009). Assessment of the PCDD/F fate from MSWI residue used in road construction in France, *Chemosphere*, Vol. 74(3), pp. 363-369.

Batmunkh, N., Siripun, K., Jitsangiam, P. & Nikiraz, H. (2010). Sustainable use of crushed concrete waste as a road base material, *Proceedings of the 4th International Conference on Sustainability Engineering and Science*, Auckland, New Zealand, pp. 10.

Behiry, A.E.A.E. (2013). Evaluation of steel slag and crushed limestone mixtures as subbase material in flexible pavement, *Ain Shams Engineering Journal*, Vol. 4(1), pp. 43-53.

Belt, J., Kolisoja, P., Alatyppö, V. & Valtonen, J. (2006). Tierakenteen rappeutuminen ja kunnon ennustaminen, *Julkaisu n:2, Oulun yliopisto, Rakentamisteknologian tutkimusryhmä, Oulu, 44 s. Saatavissa:* <http://herkules.oulu.fi/isbn9514280520/isbn9514280520.pdf>.

Belt, J., Lämsä, V.P., Savolainen, M. & Ehrola, E. (2002). Tierakenteen vaurioituminen ja tiestön kunto, Tiehallinnon selvityksiä 15/2002, Tiehallinto, Helsinki, 74 s. Saatavissa: <http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf/3200747.pdf>.

Bendz, D., Arm, M., Flyhammar, P., Westberg, G., Sjöstrand, K., Lyth, M. & Wik, O. (2006). Projekt Vändöra: En studie av långtidsegenskaper hos en väg anlagd med bottenaska från avfallsförbränning, Miljöriktig användning av askor 964, Värmeforsk, Stockholm, 84 s.

Bergeson, K. & Mahrt, D. (1999). Reclaimed Fly Ash as Select Fill Under PCC Pavement, Iowa DOT Project TR-425, Iowa Department of Transportation/ Iowa Highway Research Board, Ames, 68 p.

Bjurström, H. & Herbert, R. (2009). The Swedish Ash Programme 2002-2008, Biomass, wastes, peat - any solid fuel but coal, Miljöriktig användning av askor 1111, Värmeforsk, 98 s.

Bosscher, P.J., Edil, T.B. & Kuraoka, S. (1997). Design of highway embankments using tire chips, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123(4), pp. 295-304.

Bosscher, P. J., Edil, T. B., and Kuraoka, S. 1997. Design of highway embankments using tire chips. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(4), 295-304.

Bruder-Hubscher, V., Lagarde, F., Leroy, M.J., Coughanowr, C. & Enguehard, F. (2001). Utilisation of bottom ash in road construction: evaluation of the environmental impact, Waste management & research: the journal of the International Solid Wastes and Public Cleansing Association, ISWA, Vol. 19(6), pp. 545-556.

Carlsson, H. (2001a). Förstärkningslagermaterial av krossad betongslipers, Provsträckor på väg 869 vid Stenstorp. Lägesrapport 2001, VTI notat 76-2001, Väg- och transportforskningsinstitutet, 20 s. + app. 16 s.

Carlsson, H. (2001b). Prov med krossad betong på Stenebyvägen i Göteborg, Lägesrapport 2001, VTI notat 68-2001, Väg- och transportforskningsinstitutet, 13 s. + app. 16 s.

Cetin, B., Aydilek, A.H. & Guney, Y. (2010). Stabilization of recycled base materials with high carbon fly ash, Resources, Conservation and Recycling, Vol. 54(11), pp. 878-892.

Cosentino, P.J. & Kalajian, E.H. (2001). Developing specifications for using recycled asphalt pavement as base, subbase or general fill materials, Final Report, Florida Department of Transportation, 284 p.

Cross, S. & Young, D. (1997). Evaluation of type C fly ash in cold in-place recycling, Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, (1583), pp. 82-90.

Dabo, D., Badreddine, R., De Windt, L. & Drouadaine, I. (2009). Ten-year chemical evolution of leachate and municipal solid waste incineration bottom ash used in a test road site, *Journal of hazardous materials*, Vol. 172(2–3), pp. 904–913.

Dawson, A. & Kolisoja, P. (2006). Urautumisongelmien ratkaiseminen vähäliikenteisillä teillä, Tiivistelmä, Yhteenveto vuoden 2005 ROADEX II -raportista "Permanent Deformation" The ROADEX III Project, EU Northern Periphery Programme, 28 s. Saatavissa: [www.roadex.org](http://www.roadex.org).

Dettenborn, T. (2013). Betonimurskerakenteiden pitkäaikaistoimivuus, Diplomityö, Aalto-yliopisto, Rakennustekniikka, Pohjarakennus ja maamekaniikka, Espoo, 110 s. + liitt. 36 s.

Eaton, R.A., Roberts, R.J. & Humphrey, D.N. (1994). Gravel Road Test Sections Insulated with Scrap Tire Chips: Construction and the First Year's Results, Special report 94-21, DTIC Document, 52 p.

Edil, T.B. & Benson, C. (2007). Sustainable construction case history: Fly ash stabilization of road-surface gravel, *World of Coal Ash (WOCA)*, Northern Kentucky, USA, pp. 12.

Edil, T.B., Wen, H. & Danda, S. (2011). Utilize Cementitious High Carbon Fly Ash (CHCFA) to Stabilize Cold In-Place Recycled (CIR) Asphalt Pavement as Base Course, *Recycled Materials Resource Center*, University of Wisconsin-Madison, pp. 141.

Edil, T.B., Bosscher, P.J. & Eldin, N.N. (1990). Development of engineering criteria for shredded or whole tires in highway applications, *University of Wisconsin-Madison, Geotechnical Engineering Program*, 19 p. + app. 55 p.

Ehrola, E. (1996). Liikenneväylien rakennesuunnittelun perusteet, *Rakennustieto Oy*, Helsinki, 365 s.

Eighmy, T., Gress, D., Crimi, D., Hasan, S. & Karpinski, S. (1996). The Laconia, New Hampshire bottom ash paving project: Vol. 3, physical performance testing report, NREW- 430-2096 1, *Environmental Research Group*, University of New Hampshire Durham, New Hampshire, USA, 300 p.

Eldin, N.N. & Senouci, A.B. (1992). Use of scrap tires in road construction, *Journal of Construction Engineering and Management*, Vol. 118(3), pp. 561–576.

Energiateollisuus (ed.). 2009. Hyvä tietää hiilestä. *Energiateollisuus ry*, Hiilitieto ry. 22 s.

Erlingsson, S. (2010). Impact of water on the response and performance of a pavement structure in an accelerated test, *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 11(4), pp. 863–880.

Estakhri, C. (2001). Field Performance Evaluation of Hydrated, Fly-ash Bases in The Atlanta District - Year 5, Report 2966-5, *Texas Transportation Institute*, 33 p. Available: <http://d2dtl5nnlpfror.cloudfront.net/tti.tamu.edu/documents/2966-5.pdf>.



Estakhri, C. (1998). Fly-Ash Bases in the Atlanta District: Evaluation of Surface Treatment Bond and Year-Two Field Performance Evaluations, Research Report 2966-2, Texas Transportation Institute, 43 p.

Forsman, J. (2001). Betonimurskerakenteen aukikaivaminen, Raportti SCC Viatek, Espoo, 12 s.

Forsman, J., Koivisto, K., Hautalahti, P. & Haatainen, M. (2002). Ekoinfra-projekti: "Uusiomateriaalit yhdyskuntien liikenneväylien pehmeikkörakentamisessa", Loppuraportti SCC Viatek Oy, Espoo, 38 s. + liitt. 13 s.

François, D., Jullien, A., Kerzreho, J.P. & Chateau, L. (2009). Full-scale experimentations on alternative materials in roads: Analysis of study practices, Waste Management, Vol. 29(3), pp. 1076-1083.

Freilich, B. & Zornberg, J.G. (2009). Mechanical properties of tire bales for highway applications, FHWA/TX- 10/0-5517-1, Texas Department of Transportation, 274 p. Available: [http://www.utexas.edu/research/ctr/pdf\\_reports/o\\_5517\\_1.pdf](http://www.utexas.edu/research/ctr/pdf_reports/o_5517_1.pdf).

Granlund, J. (2008). Health issues raised by poorly maintained road networks, European economic community the ROAD EX III project, pp. 146.

Hakari, M. (2007). Sivutuotteiden maarakennuskäytön ohjeistus - betonimurske ja pääkaupunkiseudun kivihiilituhkat, Diplomityö, Teknillinen korkeakoulu, Espoo, 126 s. + liitt. 69 s.

Hartlén, J., Grönholm, R., Nyström, T. & Schultz, J. (1999). Återanvändning av sekundära material inom anläggningsområdet, Slutrapport, AFR-REPORT 275, AFN, Naturvårdsverket Swedish Environmental Protection Agency, 93 s.

Hatipoglu, B., Edil, T.B. & Benson, C.H. (2008). Evaluation of base prepared from road surface gravel stabilized with fly ash, GeoCongress 2008@ sGeotechnics of Waste Management and Remediation, ASCE, pp. 288-295.

Hautalahti, P., Forsman, J., Maijala, A., Haatainen, M. & Koivisto, K. (2003). Tuhkat hyötykäyttöön –projekti, "Knuters-Östersundom yksityistien muuttaminen paikalliseksi PT 11636", Loppuraportti 15.1.2003, SCC Viatek, 40 s. + liitt. 37 s.

Hellman, F., Karlsson, R., Arm, M., Wadstein, E., Viman, L., Wiik, O., Åhnberg, H. & Franzen, G. (2011). Svenska erfarenheter av rivning samt återvinning av vägmateriäl i nya vägar, VTI notat 14-2011, VTI, Linköping, 67 s.

Hjelmar, O., Holm, J. & Crillesen, K. (2007). Utilisation of MSWI bottom ash as sub-base in road construction: First results from a large-scale test site, Journal of hazardous materials, Vol. 139(3), pp. 471-480.

Huang, W. (1990). The use of bottom ash in highway embankments, subgrades, and subbases, Joint Highway research project, Final Report, FHWA/IN/ JHRP-90/4, Purdue University, Indiana, 269 p.

Humphrey, D. (2008). Civil Engineering Applications Using Tire-Derived Aggregate (TDA), CalRecycle Publication Number DRRR-2011-0038, 156 p. Available: <http://www.calrecycle.ca.gov/publications>.

Humphrey, D. (1996). Investigation of exothermic reaction in the shred fill located on SR 100 in Ilwaco, Washington, Federal Highway Administration, US Department of Transportation, Washington DC, pp. 45.

Huttunen, E. & Kujala, K. (2000). The use of peat ash in earth construction, International Conference on Practical Applications in Environmental Geotechnology, Ecogeo 2000, 4-6 September, 2000, VTT, Technical Research Centre of Finland, Helsinki, Finland, pp. 49-56.

Hyvönen, I. (2014). Kuitutuhkan pitkäaikaistoimivuus teiden ja urheilukenttien päällysrakenteissa, Diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, 73 s.

InfraRYL (2010). Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset, Osa 1: Väylät ja alueet, Rakennustieto Oy, 555 s.

Izquierdo, M., Vazquez, E., Querol, X., Barra, M., Lopez, A. & Plana, F. (2001). Use of bottom ash from municipal solid waste incineration as a road material, International ash utilization symposium, 4th, Lexington, KY, United States, pp. 31-38.

Jacobson, T. (2003). Försök med krossad asfalt i bärlager på väg 46, Blidsberg-Trädet, Västergötland, Lägesrapport juni 2003, VTI notat 40-2003, Väg- och transportforskningsinstitutet.

Jacobson, T. & Waldemarson, A. (2011). Återvinning av asfaltgranulat vid motorvägsbygget på E4, Markaryd - Uppföljningar åren 2005-2010, VTI notat 25-2010, VTI, Linköping, 28 s. + app. 17 s.

Jacobson, T. (2002a). Återvinning av krossad asfalt som bär- och förstärkningslager, Del 1 - karakterisering och egenskaper genom laboratoriestudier, VTI notat 31-2002, Väg- och transportforskningsinstitutet, 47 s.

Jacobson, T. (2002b). Återvinning av krossad asfalt som bär- och förstärkningslager, Del 2 - Erfarenheter från fältstudier, VTI notat 32-2002, Väg- och transportforskningsinstitutet, 50 s.

Juvankoski, M. & Kivikoski, H. (2001). RA3 Koerakenteiden rakentaminen, Seuranta ja tulokset, Kohderaportti: Mt 272 Ämttö, Kivihiilituhkan käyttö tierakenteissa "Porin tuhkatie", Tien pohja- ja päällysrakenteet- tutkimusohjelma, 79 s.

Juvankoski, M. & Laaksonen, R. (2001). Sitomattomat tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalien käyttäytymisestä, Tien pohja- ja päällysrakenteen tutkimusohjelma 1994-2001 TPPT 22, VTT Rakennus ja yhdyskuntateknikka, Espoo, 102 s.

Jääskeläinen, R. (2011). Geotekniikan perusteet, Tammertekniikka, Tampere, 387 s.

Kaartinen, T., Laine-Ylijoki, J., Koivuhuhta, A., Korhonen, T., Luukkanen, S., Mörsky, P., Neitola, R., Punkkinen, H. & Wahlström, M. (2010). Pohjakuonan jalostus uusiomateriaaliksi, VTT tiedotteita 2567, VTT, Espoo, 98 s. + liitt. 8 s.

Khan, R.A. & Shalaby, A. (2002). Performance of a Road Constructed with Shredded Rubber Tires, Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, June 5-8, 2002, Montreal, Quebec, Canada, pp. 1-10.

Kolisoja, P. (2015). RAK-22310 Tie- ja katurakenteen suunnittelu, Luentomateriaali, Tampereen teknillinen yliopisto, Maa- ja pohjarakenteiden laitos.

Kondratjeff, J. (1998). Murskatun asfalttirouheen hyötykäyttö kadunrakentamisessa, Insinööriyö, Turun ammattikorkeakoulu, Turku, 56 s.

Köylijärvi, E. (2014). Vaahtolasimurskeen käyttö maa- ja pohjarakentamisessa, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 14/2014, Liikennevirasto, väylätekniikka-osasto, Helsinki, 90 s + liitt. 25 s.

Laaksonen, R., Kivikoski, H., Pienimäki, M., Korkiala-Tanttu, L. & Törnqvist, J. (2004). Deformaation hallinta tien rakennekerroksissa, Deformaation laskentatyökalun kehittäminen, Tiehallinnon selvityksiä 57/2004, Tiehallinto, Helsinki, 106 p. Saatavissa: [http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf/3200907-v-deformaation\\_hallinta.pdf](http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf/3200907-v-deformaation_hallinta.pdf).

Lahtinen, P. (2001). Fly ash Mixtures as Flexible Structural Materials for Low-Volume Roads, Finnra Reports 70/2001, Tiehallinto, Uudenmaan tiepiiri, Helsinki, 95 p. + app. 55 p.

Lahtinen, P., Maijala, A. & Mácsik, J. (2005). Producter baserade på blandningar av flygaska och fiberslam (fiberaskor) för vägbyggande, rapport 915, Värmeforsk, Stockholm, 35 s.

Laine-Ylijoki, J., Mroueh, U., Vahanne, P., Wahlström, M., Vestola, E., Salonen, S. & Havukainen, J. (2005). Yhdyskuntajätteen termisen käsittelyn kuonista ja tuhista hyötykäytettäviä ja loppusijoitettavia tuotteita, Kansainvälinen esiselvitys, VTT Tiedotteita - Research Notes 2291, VTT, Espoo, 83 s. + liitt. 4 s.

Laine-Ylijoki, J., Wahlström, M., Peltola, K., Pihlajaniemi, M. & Mäkelä, E. (2002). Seospolton tuhkien koostumus ja ympäristölaadunvarmistusjärjestelmä, VTT Tiedotteita 2291, Valtion teknillinen tutkimuskeskus, Espoo, 51 s. + liitt. 59 s.

Lav, A.H., Lav, M.A. & Goktepe, A.B. (2006). Analysis and design of a stabilized fly ash as pavement base material, Fuel, Vol. 85(16), pp. 2359-2370.

Li, L., Benson, C.H., Edil, T.B. & Hatipoglu, B. (2008). Sustainable construction case history: Fly ash stabilization of recycled asphalt pavement material, Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 26(2), pp. 177-187.

Lidelöw, S. & Lagerkvist, A. (2007). Evaluation of leachate emissions from crushed rock and municipal solid waste incineration bottom ash used in road construction, Waste Management, Vol. 27(10), pp. 1356-1365.

Liikennevirasto (2011a). Eurokoodin soveltamisohje, Geotekninen suunnittelu-NCCI7, siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 10.6.2011, Liikenneviraston ohjeita 12/2011, Helsinki, 133 s.

Liikennevirasto (2011b). Kevennysrakenteiden suunnittelu, Tien pohjarakenteiden suunnitteluohjeet, Liikenneviraston ohjeita 05/2011, 42 s. + liitt. 1 s.

Liikennevirasto (2014). Sorateiden kunnossapito, Liikenneviraston ohjeita 1/2014, Liikennevirasto, Helsinki, 61 s. + liitt. 6 s.

Liikennevirasto (2012). Tien geotekninen suunnittelu, Liikenneviraston ohjeita 10/2012, Liikennevirasto, Helsinki, 82 s.

Lind, B., Larsson, L., Gustafsson, J., Gustafsson, D., Ohlson, S., Norrman, J., Arvidson, O. & Arm, M. (2005). Energiaska som vägbyggnadsmaterial - utlakning och miljöbelastning från en provväg, varia 557, SGI - Statens geotekniska institut, Linköping, 142 s.

Lonka, H., Loukola-Ruskeeniemi, K., Ehrukainen, E., Gustafsson, J., Honkanen, M., Härmä, P., Jauhiainen, P., Kuula, P., Nenonen, K., Pellinen, T., Rintala, J., Selonen, O., Martikainen, M. & Aalto, M. (2015). Kiviaines- ja luonnonkiviteollisuuden kehitysnäkymät, Työ- ja elinkeinoministeriön julkaisuja 54/2015, Työ- ja elinkeinoministeriö, Helsinki, 75 s.

Lätti, E. (2016). Vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien mekaaniset ominaisuudet, Opinnäytetyö 2/2016, Liikennevirasto, Helsinki, 132 s. Saatavissa:

[http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/opin\\_2016-02\\_vaihtoehtoisten\\_maarakennusmateriaalien\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/opin_2016-02_vaihtoehtoisten_maarakennusmateriaalien_web.pdf).

Mackenzie, C. & Saarenketo, T. (2003). The B871 Tyre Bale Project. The use of recycled tyre bales in a lightweight road embankment over peat, Roadscanners research report Roadscanners, Rovaniemi, 64 p.

Marjaniemi, J. (2016). Nupu- ja noppakivipäällysteisen kadun rakenneratkaisut, Diplomityö, Tampereen Teknillinen Yliopisto, Tampere, 112 s. + liitt. 23 s.

Matinlauri, S. (2016). Vaihtoehtoisia maarakennusmateriaaleja sisältävien tie- ja katurakenteiden vaurioituminen, Diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 156 s.

McGarrah, E.J. (2007). Evaluation of current practices of reclaimed asphalt pavement/virgin aggregate as base course material, WSDOT Research Report WA-RD 713.1, Washington State Department of Transportation, Office of Research & Library Services, 33 p.

Meles, D., Chan, D., Yi, Y. & Bayat, A. (2015). Finite-Element Analysis of Highway Embankment Made from Tire-Derived Aggregate, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 28(2), pp. 04015100.

Moo-Young, H., Sellasie, K., Zeroka, D. & Sabnis, G. (2003). Physical and chemical properties of recycled tire shreds for use in construction, Journal of Environmental Engineering, Vol. 129(10), pp. 921-929.

Musselman, C.N., Taylor Eighmy, T., Gress, D.L. & Killeen, M.P. (1994). The New Hampshire Bottom Ash Paving Demonstration US Route 3, Laconia, New Hampshire, NATIONAL WASTE PROCESSING CONFERENCE, Mechanical Engineering Publications Ltd, pp. 83-90.

Mácsik, J., Lenströmer, S. & Nilsson, T. (2004). FACE - Flygaska i geotekniska anläggningar. Etapp 1: inventering/tillämplighet, report 870, Värmeforsk, Stockholm.

Mácsik, J. (2006). Flygaska som förstärkningslager i grusväg, Värmeforsk report 949, Stockholm, 91 s.

Mácsik, J., Edeskär, T., Rogbeck, Y. & Ribbing, C. (2012). Stabilization of road structures with fly ash as binder component—through demo projects to full scale use, 25-27.1.2012, ASH, Stockholm, pp. 10.

Mäkelä, H. & Höynälä, H. (2000). Sivutuotteet ja uusiomateriaalit maarakenteissa: materiaalit ja käyttökohteet, Tekes, Helsinki, 97 s.

Mäkikyrö, M. (2000). Project "Slags in geotechnical engineering", International Conference on Practical Applications in Environmental Geotechnology, Ecogeo 2000, 4-6 September, 2000, VTT, Technical Research Centre of Finland, Helsinki, Finland, pp. 121-128.

Määttänen, A. (2000). Betonin kierrätys ja betonimurskeen käyttö maarakenteissa, Diplomityö, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Rakennustekniikan laitos, rakennusgeologia, Tampere, 129 s.

Nash, P.T., Jayawickrama, P., Senadheera, S., Borrelli, J. & Rana, A. (1996). Guidelines for Using Hydrated Fly Ash as a Flexible Base, Research Report 0-1365-1F, College of Engineering, Texas Tech University, Lubbock, 58 p.

Odemark, N. (1949). Investigations as to the Elastic Properties of Soils and Design of Pavements According to the Theory of Elasticity, Meddelande 77, Statens väginstitut.

Oman, M., Gebhard, J. & Hoppe, M. (2013). Use of Tire Derived Products (TDP) in Roadway Construction, Final Report, MN/RC 2013-20, Minnesota Department of Transportation, 58 p.

Petkovic, G. (2006). Gjenbruksprosjektet. Poosjektrapport nr 12, Gjenbruksvegen E6 Melhus, Teknologirapport nr. 2423, Statens vervesen Vegdirektoratet, 35 s. + app. 20 s.

Pihlajamäki, J. (2001). Liikennesuorituksen laskeminen, TPPT Menetelmäkuvaus, Tien pohja- ja päällysrakenteet tutkimusohjelma 1994-2001 VTT Rakennus- ja yhdyskuntateknikka, Espoo, 18 s. + liitt. 4 s.

Pohjatuhkaohje (2008). Käyttöohje rakentamiseen ja suunnitteluun, Rudus Oy, 12 s.

Ramboll (2008a). UUMA-inventaari, PT 11636 plv. 3300-3580 Knuters- Östersundom (Sipoo), Lentotuhka massiivirakenteissa, Ramboll, 38 s.

Ramboll (2008b). UUMA-inventaari, Pt 14547/01/0-8165 Teuroistentie (Elimäki, Koria), Lentotuhka kerrostabiloinnin sideaineena, Ramboll, 16 s.

Ramboll (2008c). UUMA-inventaari, Pt 14567/01/1000-1500 ja 1500-2550 Metsäkulma (Koria), Lentotuhka massiivirakenteissa, Ramboll, 15 s. + liitt. 4 s.

Ramboll (2008d). UUMA-inventaari, PT 19552/01/1450-1550, 1650-1800 ja 1900-2050 Yli-Liakka-Kourilehto (Tornio), Lentotuhka ja teräskuona massiivirakenteissa, Ramboll, 15 s.+ liitt. 3 s.

Ramme, B., Wen, H., Naik, T. & Kraus, R. (2005). In-situ Recycling of Deteriorated Asphalt Concrete for New Pavement Base Courses, Report No.CBU-2005-21, Department of Civil Engineering and Mechanics College of Engineering and Applied Science, THE UNIVERSITY OF WISCONSIN-MILWAUKEE, Presented and Published in the Proceedings of 13th Great Lakes Geotechnical and Geoenvironmental Conference, Geo Institute, ASCE, May 2005, 12 p.

Rantanen, T., Turunen, J. & Nousiainen, A. (2005). Vähäliikenteisten teiden kuivatus, ominaispiirteet ja kunnostaminen. Vähäliikenteisten teiden taloudellinen ylläpito - tutkimusohjelma, Tiehallinnon selvityksiä 65/2005, Tiehallinto, Helsinki, 38 s. + liitt. 18 s.

Reddy, J. (2015). An Introduction to Nonlinear Finite Element Analysis: with applications to heat transfer, fluid mechanics, and solid mechanics, 2nd ed., OUP Oxford, 768 p.

Reid, J.M., Evans, R.D., Holnsteiner, R., Wimmer, B., Gaggl, W., Berg, F., Pihl, K.A., Milvang-Jensen, O., Hjelm, O., Rathmeyer, H., Francois, D., Raimbault, G., Johansson, H.G., Håkansson, K., Nilsson, U. & Hugener, M. (2001). ALT-MAT: Alternative materials in road construction, Final report for publication, 190 p.

Reid, J. (2000). The use of alternative materials in road construction, International Symposium on Unbound Aggregates in Roads-UNBAR, p. 8.

Riikonen, M. (2014). Telimassojen korottamisen vaikutus tierakenteen vasteisiin - laskentamallinen tarkastelu, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 11/2014, Liikennevirasto, infra- ja ympäristösasto, Helsinki, 135 s. + liitt. 15 s.

RIL-157-1 Geomekaniikka I (1985). Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, Espoo, Otapaino, 479 s.

Rogbeck, J. & Knutz, Å (1996). Coal bottom ash as light fill material in construction, Waste Management, Vol. 16(1), pp. 125-128.

Sayed, S.M., Pulsifer, J.M. & Schmitt, R.C. (1993). Construction and performance of shoulders using UNRAP base, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 5(3), pp. 321-338.

Shalaby, A. & Khan, R.A. (2005). Design of unsurfaced roads constructed with large-size shredded rubber tires: a case study, Resources, Conservation and Recycling, Vol. 44(4), pp. 318-332.

Shalaby, A. & Khan, R.A. (2005). Design of unsurfaced roads constructed with large-size shredded rubber tires: a case study, *Resources, Conservation and Recycling*, Vol. 44(4), pp. 318-332.

Shatnawi, S. (2001). Performance of asphalt rubber mixes in California, *International Journal of Pavement Engineering*, Vol. 2(1), pp. 1-16.

Shuler, S. (2014). Use of Waste Tires, Crumb Rubber, on Colorado Highways, Report No. CDOT- 2014-12, Colorado Department of Transportation, DTD Applied Research and Innovation Branch, 111 p.

Sonnenberg, M. (2009). Hagersville tire fire fallout, Brantford Expositor, Available (accessed 10.5.2016): <http://www.brantfordexpositor.ca/2009/12/04/hagersville-tire-fire-fallout>.

Sormunen, A. (2015). Jätteenpolton kuonien hyötykäyttökokemuksia, UUMA2-vuosi-seminaari, 10.9.2015, s. 16.

Sormunen, L.A. & Kolisoja, P. (julkaisematon(a)). Mechanical properties of recovered municipal solid waste incineration bottom ash: the influence of aging and changes in moisture content, Department of Civil Engineering, Tampere University of Technology, Tampere, Finland.

Sormunen, L.A. & Kolisoja, P. (julkaisematon(b)). Construction of an interim storage field using ADR recovered municipal solid waste incineration bottom ash: Field performance study, Department of Civil Engineering, Tampere University of Technology, Tampere, Finland.

Sormunen, L.A. & Rantsi, R. (2015). To fractionate municipal solid waste incineration bottom ash: Key for utilisation, *Waste management & research*, pp. 1-10.

Svedberg, B., Ekdahl, P., Mácsik, J., Maijala, A., Lahtinen, P., Hermansson, Å, Knutsson, S. & Edeskär, T. (2008). FUD-SALA, Provsträcka med stabilisering av obunda lager, rapport 1055, Värmeforsk, Stockholm, 153 s.

Tarkkio, T. (2014). Lentotuhkan pitkäaikaistoimivuus teiden ja kenttien päällysrakenteissa, Diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, 138 s. + liitt. 4 s.

Tiehallinto (2007). Käsikirja päällysteiden pinnan kunnon mittaamiseen, Tiehallinnon selvityksiä 21/2007, Helsinki, 50 s.

Tiehallinto (2007). Sivutuotteiden käyttö tierakenteissa, Suunnitteluvaiheen ohjaus, TIEH 2100041- 07, Helsinki, 80 s.

Tiehallinto (2005). Tieomaisuuden yhtenäinen kuntoluokitus, Tiehallinnon selvityksiä 57/2005, TIEH 3200969-v, Tiehallinto, asiantuntijapalvelut, Helsinki, 45 s.

Tiehallinto (2004). Tierakenteen suunnittelu, Suunnitteluvaiheen ohjaus, TIEH 2100029-04, Tiehallinto, Helsinki, 69 s.

Tiehallinto (2005). Tietoa tiensuunnitteluun nro 71D, Tien päällysrakenteen mitoituksessa käytettävät moduulit ja kestävyysmallit, Tiehallinto, Helsinki, 13 s. Saatavissa: <http://alk.tiehallinto.fi/thohje/tts71d.pdf>.

Tie- ja vesirakennushallitus (1985). Teiden suunnittelu, TVL:n ohjeet, Kansio B, Osa IV Tien rakenne.

Tielaitos (2000). Betonimurskeen käyttö tien päällysrakennekerroksissa, Mitoitus- ja työohjeet, Tielaitoksen selvityksiä 5/2000, TIEL 3200594, Helsinki, 25 s. + liitt.

Tielaitos (1997). Tien kevennysrakenteet, Geotekniikan informaatiojulkaisuja, Tielaitoksen selvityksiä 28/1997, Tielaitos, Helsinki, 62 s.

Tilastokeskus Suomen virallinen tilasto (SVT): Kansantalouden materiaaivirrat, Tilastokeskus, verkkosivu. Saatavissa (luettu 24.5.2016): [http://www.stat.fi/til/kanma/2014/kanma\\_2014\\_2015-11-19\\_tie\\_001\\_fi.html](http://www.stat.fi/til/kanma/2014/kanma_2014_2015-11-19_tie_001_fi.html).

Tuhkanen, E., Juhanoja, S. & Salo, T. (2014). Kierrätysmateriaalien hyödyntäminen viherrakentamisen kasvualustoissa ja rakenteissa, MTT raportti 161, MTT, Jokioinen, 34 s. Saatavissa: <http://www.mtt.fi/mttraportti/pdf/mttraportti161.pdf>.

Tuhkarakentamisen käsikirja (2012). Energiantuotannon tuhkat väylä-, kenttä- ja maarakenteissa, Ramboll, verkkojulkaisu, 88 s.

Unhola, T. (2004). Nastarenkaiden kuluttavuus, Ajoneuvotekijöiden vaikutus, Yliajo-koe 2004, Liikenne- ja viestintäministeriön julkaisuja 72/2004, Liikenne- ja viestintäministeriö, Helsinki, 28 s.

Uusiotuote Oy Foamit, verkkosivu. Saatavissa (luettu 17.2.2016): <http://www.foamit.fi/DowebEasyCMS/?Page=FoamitTuotteet>.

Valtioneuvoston asetus eräiden jätteiden hyödyntämisestä maarakentamisessa (2006). VNa 591/2006.

Valtioneuvoston asetus eräiden jätteiden hyödyntämisestä maarakentamisessa annetun valtioneuvoston asetuksen liitteiden muuttamisesta (2009). VNa 403/2009.

Virtala, P. & Hurtig, E. (2012). Tien haitallisten pituuskaltevuusmuutosten tunnistaminen, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 22/2012, Liikennevirasto, Helsinki, 70 s.

Wen, H., Tharaniyil, M. & Ramme, B. (2003). Investigation of performance of asphalt pavement with fly-ash stabilized cold in-place recycled base course, Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, (1819), pp. 27-31.

Werkmeister, S. (2003). Permanent deformation behaviour of unbound granular materials in pavement constructions, pp. 189.

Winter, M.G. (2013). Road foundation construction using lightweight tyre bales, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, pp. 3275-3278.



Ydrevik, K. (2000). Förstärkningslagermaterial av krossade betongslipers, Erfarenheter från provsträckor på väg 869 vid Stenstorp, Del 3: Resultatrapport hösten 2000, VTI notat 65-2000, Väg- och transportforskningsinstitutet, 15 s.

Zornberg, J.G., Christopher, B.R. & Oosterbaan, M.D. (2005). Tire Bales in Highway Applications: Feasibility and Properties Evaluation, Final Report, Report No. CDOT-DTD-R-2005-2, Colorado Department of Transportation – Research Branch, 204 p.

Åberg, A., Kumpiene, J. & Ecke, H. (2006). Evaluation and prediction of emissions from a road built with bottom ash from municipal solid waste incineration (MSWI), Science of the Total Environment, Vol. 355(1-3), pp. 1-12.





ISSN-L 1798-6656  
ISSN 1798-6664  
ISBN 978-952-317-340-8  
[www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi)

Liik  
enne  
vira  
sto